



**Cátia Sofia Roque do
Rosário**

**Efeito da DDI na Aplicação de Geossintéticos em
Aterros de Resíduos**

dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Dr.^a Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação da Dr.^a Maria de Lurdes Lopes, Professora Associada do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.

Dedico este trabalho aos meus pais, irmão, avós e amigos pelo apoio e afecto que sempre demonstraram.

o júri

presidente

Prof. Dr. Paulo Barreto Cachim
professor associado da Universidade de Aveiro

Prof.^a Dr.^a Castorina da Silva Vieira
professora auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof.^a Dr.^a Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof.^a Dr.^a Maria de Lurdes Lopes
professora associada da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

agradecimentos

Agora que este trabalho chegou ao fim, não posso deixar de expressar a minha imensa gratidão aos que de algum modo contribuíram para a sua realização, em particular:

-à minha orientadora Professora Doutora Margarida Pinho Lopes pela partilha de conhecimentos e constante apoio, e principalmente compreensão e amizade que sempre demonstrou;

-à minha co-orientadora Professora Doutora Maria de Lurdes Lopes pela disponibilidade e incentivo que mostrou técnica e pessoalmente, e pela disponibilização dos meios financeiros, como Directora do LGS, para a realização da parte experimental do trabalho;

-aos Engenheiros Rui Silvano e Miguel Paula com quem convivi directamente durante a realização da parte experimental, pela sua disponibilidade, apoio e partilha de conhecimentos;

-à minha família, em especial aos meus pais, António e Delfina, ao meu irmão Paulo Sérgio, aos meus avós Manuel e Clementina, à minha tia Isabel e à minha madrinha Dora, por todo o carinho que sempre demonstraram e pelo seu constante interesse e apoio ao longo da execução deste trabalho. Agradeço ainda aos meus primos Guilherme e Tomás que com os seus sorrisos e brincadeiras me animaram quando nem tudo corria bem;

-ao Francisco pela compreensão, motivação e carinho que sempre manifestou;

-às minhas amigas Mónica, Andreia, Filipa e Marta que demonstraram uma enorme compreensão e interesse pelo desenrolar deste trabalho;

-aos meus colegas de curso com quem convivi mais directamente durante a realização deste trabalho, em especial à Carla.

palavras-chave

geossintéticos, DDI, geotêxtil, geomembrana, tracção, rasgamento, coeficientes de redução.

resumo

Nos nossos dias, os resíduos municipais, na impossibilidade da sua reciclagem, encontram como último destino os aterros de resíduos sólidos urbanos (RSU). Estes resíduos podem conter substâncias que, caso não sejam devidamente isoladas do ambiente envolvente, podem levar à sua contaminação. Ao longo dos últimos anos os geossintéticos traduziram-se numa boa aposta na impermeabilização dos aterros de RSU, devido à sua eficácia, elevada durabilidade e baixo custo.

A selecção dos geossintéticos a aplicar na cobertura e impermeabilização do corpo de resíduos tem sido feita com base nas suas propriedades físicas, nomeadamente na espessura no caso das geomembranas e da massa por unidade de área (m.u.a.) para os geotêxteis. Nas últimas décadas percebeu-se a necessidade da avaliação da durabilidade dos geossintéticos, nomeadamente a sua capacidade de resistência às acções mecânicas, tais como as danificações que ocorrem durante a instalação (DDI), pois estas podem comprometer o bom funcionamento da estrutura.

Este estudo tem como objectivo aumentar o conhecimento existente sobre a DDI em geomembranas em polietileno de alta densidade (PEAD) e em geotêxteis de polipropileno (PP) não tecidos. Procurou-se ainda entender a influência do tipo de solo e da m.u.a. do geotêxtil na danificação associada aos processos de instalação.

Os ensaios de danificação laboratorial foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na norma EN ISO 10722: 2007. Como forma de avaliar a DDI realizaram-se ensaios de caracterização mecânica a curto prazo, mais especificamente ensaios de tracção e de rasgamento.

Este trabalho está dividido em três capítulos. No primeiro capítulo faz-se uma introdução geral aos geossintéticos, referindo os diversos tipos existentes e as suas funções. Procura-se ainda abordar os diversos elementos constituintes de um aterro de RSU. No segundo capítulo descrevem-se as propriedades características dos geossintéticos e continua-se a abordagem aos elementos constituintes de um aterro de RSU, realizando-se o seu dimensionamento. No terceiro capítulo realiza-se uma breve descrição dos procedimentos aplicados nos diferentes ensaios, faz-se uma análise experimental da influência da DDI nos geossintéticos e realiza-se uma comparação com outros resultados de estudos já publicados, obtidos em ensaios laboratoriais. Por fim, apresentam-se as conclusões obtidas do estudo e sugerem-se possíveis desenvolvimentos futuros.

keywords

Geosynthetics, DDI, geotextile, geomembrane, tensile tests, tearing tests, reduction factors.

abstract

Nowadays, municipal waste, in the impossibility of being recycled, finds as final destination the municipal solid waste landfills (MSW). Such waste can contain substances which, if not properly isolated from the surrounding environment, may lead to its contamination. Over the past few years the geosynthetic resulted in a good bet in sealing landfills of MSW, due to its efficiency, high durability and low cost.

The selection of the geosynthetics to apply in the cover and waterproofing of the body waste has been done on basis of their physical properties, including the thickness of the geomembranes and the mass per unit area (mua) of the geotextiles. Nowadays, the need to evaluate the durability of Geosynthetics is clear, particularly its capacity to resist mechanical actions, such as damage occurring during the installation (DDI) because they may jeopardize the good functioning of the structure.

This study aims to increase the existing knowledge on DDI of geomembranes from high-density polyethylene (HDPE) and nonwovens geotextiles in polypropylene (PP). It was also tried to understand the influence of soil type and the MUA of the geotextile in damage associated with the installation procedures.

The laboratory tests of damage were conducted in accordance with the procedures described in EN ISO 10722: 2007. In order to assess the DDI induced, tests to characterise the short term mechanical behaviour of the geosynthetics were carried out, more specifically tensile tests and tearing tests.

This work is divided into three chapters. In the first chapter a general introduction to geosynthetics is done, and its different types and its functions are briefly described. The elements that constitute a landfill of MSW are also referred. In the second chapter the main properties and characteristics of the geosynthetics are referred and the constituent elements of a landfill of MSW are described and some methods for its designed are included. The third chapter includes a brief description of the procedures of the various tests carried out in this work, an experimental analysis of the influence of DDI on the geosynthetics is done and the results obtained are compared with results from other studies published, obtained also in laboratory tests. Finally, the main conclusions of this work are presented and possible future developments are suggested.

Índice:

Lista de acrónimos	XXVIII
Lista de símbolos	XXIX
Capítulo 1 – Geossintéticos em aterros de resíduos sólidos urbanos	1
1.1. Introdução	1
1.2. Funções dos geossintéticos	1
1.3. Tipos de geossintéticos e processos de fabrico	2
1.3.1. Considerações gerais	2
1.3.2. Geotêxteis	3
1.3.3. Geomembranas (ou barreiras geossintéticas poliméricas)	5
1.3.4. Geocompósitos	6
1.3.5. Geogrelhas	10
1.4. Elementos constituintes de um aterro de RSU	12
1.4.1. Sistema de impermeabilização da base	14
1.4.2. Sistema de impermeabilização da base - taludes laterais	15
1.4.3. Sistema de impermeabilização da cobertura	16
1.5. Metodologias de dimensionamento do reforço de solos com geossintéticos	18
1.5.1. Introdução	18
1.5.2. Princípios gerais do dimensionamento	18
1.5.3. Tipos de geossintéticos aplicáveis no reforço	19
1.5.4. Mecanismos de interação solo-geossintético	20
1.5.5. Resistência da interface solo-geossintético	21
1.6. Métodos de avaliação da resistência das interfaces solo-geossintético	27
1.6.1. Considerações iniciais	27
1.6.2. Ensaios de arranque	28
1.6.3. Ensaio de corte em plano inclinado.....	29
1.7. Considerações finais	30

Capítulo 2 - Dimensionamento de elementos constituintes	31
2.1. Considerações gerais	31
2.2. Propriedades relevantes dos geossintéticos	31
2.2.1. Considerações iniciais	31
2.2.2. Propriedades físicas	32
2.2.2.1. Considerações iniciais	32
2.2.2.2. Densidade dos polímeros	32
2.2.2.3. Massa por unidade de área	33
2.2.2.4. Espessura	33
2.2.3. Propriedades mecânicas	34
2.2.3.1. Considerações iniciais	34
2.2.3.2. Resistência à tracção	35
2.2.3.3. Resistência ao rasgamento	37
2.2.3.4. Resistência ao punçoamento	37
2.2.4. Propriedades hidráulicas	38
2.2.4.1. Considerações iniciais	38
2.2.4.2. Dimensão e distribuição das aberturas	38
2.2.4.3. Permissividade	39
2.2.4.4. Transmissividade	40
2.2.5. Propriedades relativas à durabilidade	41
2.2.5.1. Considerações iniciais	41
2.2.5.2. Resistência durante o tempo de vida útil, “endurance”	42
2.2.5.3. Resistência aos agentes de degradação	43
2.2.6. Normas	45
2.3. Caracterização dos componentes de um aterro	46
2.3.1. Sistema de impermeabilização da base	46
2.3.1.1. Geomembrana	46
2.3.1.2. Geotêxtil de protecção	48
2.3.2. Sistema de impermeabilização da base - taludes laterais	50
2.3.2.1. Talude lateral não reforçado	50

2.3.2.2. Talude lateral reforçado	52
2.3.2.3. Elementos de reforço	54
2.3.3. Sistema de impermeabilização da cobertura	54
2.3.3.1. Geomembrana	54
2.4. Danificação durante a instalação em obra de geossintéticos	56
2.4.1. Considerações iniciais	56
2.4.2. Mecanismos de danificação mecânica	56
2.4.3. Factores que influenciam a danificação durante a instalação.....	58
2.4.3.1. Factores relacionados com o geossintético	59
2.4.3.2. Influência do tipo de solo	60
2.4.3.3. Influência das condições de instalação	60
2.4.4. Formas de minimizar a danificação durante a instalação.....	61
2.5. Considerações finais	62
Capítulo 3 - Ensaio para caracterização dos efeitos da DDI	63
3.1. Considerações gerais	63
3.2. Ensaio de indução de DDI	64
3.2.1. Considerações iniciais	64
3.2.2. Simulação da danificação durante a instalação. Referência normativa	64
3.2.2.1. Características do equipamento de danificação	64
3.2.2.2. Características do agregado	66
3.2.2.3. Procedimentos do ensaio	67
3.3. Ensaio de tracção	68
3.3.1. Considerações iniciais	68
3.3.2. Geotêxteis	68
3.3.2.1. Referência normativa	68
3.3.2.2. Procedimentos do ensaio	70
3.3.3. Geomembranas	71
3.3.3.1. Referência normativa. Procedimentos do ensaio	71
3.4. Ensaio de rasgamento	72
3.4.1. Considerações iniciais	72

3.4.2. Geotêxteis	73
3.4.3. Geomembranas	74
3.5. Materiais aplicados no estudo	75
3.6. Programa de ensaios	76
3.7. Resultados dos ensaios à tracção	77
3.7.1. Considerações gerais	77
3.7.2. Geossintético GTX1	78
3.7.2.1. Material intacto	78
3.7.2.2. Material danificado em laboratório	80
3.7.2.3. Material de protecção das geomembranas	81
3.7.3. Geossintético GTX2	83
3.7.3.1. Material intacto	83
3.7.3.2. Material danificado em laboratório	84
3.7.3.3. Material de protecção das geomembranas	86
3.7.4. Geossintético GM	87
3.7.4.1. Material intacto	87
3.7.4.2. Material danificado em laboratório	89
3.7.4.3. Material danificado com protecção do GTX1	90
3.7.4.4. Material danificado com protecção do GTX2	92
3.8. Resultados dos ensaios ao rasgamento	93
3.8.1. Considerações gerais	93
3.8.2. Geossintético GTX1	94
3.8.3. Geossintético GTX2	97
3.8.4. Geossintético GM	100
3.9. Discussão de resultados	104
3.9.1. Considerações gerais	104
3.9.2. Resultados dos ensaios de tracção	105
3.9.2.1. Geossintéticos GTX1 e GTX2	105
3.9.2.2. Geossintético GM	109
3.9.3. Resultados dos ensaios de rasgamento	111
3.9.3.1. Geossintéticos GTX1 e GTX2	111

3.9.3.2. Geossintético GM	112
3.10. Coeficientes de redução	113
3.11. Análise comparativa dos resultados obtidos por outros autores	114
3.11.1. Considerações iniciais	114
3.11.2. Simulação laboratorial da DDI	115
3.11.2.1. Geotêxteis	115
3.11.2.2. Geomembranas	121
3.12. Conclusões	123
3.13. Desenvolvimentos futuros	124
Bibliografia	127

Índice:

Índice de Figuras:**Capítulo 1**

Figura 1.1 – Subdivisão dos geossintéticos segundo a norma EN ISO 10318	4
Figura 1.2 – Tipos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido; b) geotêxtil não tecido; c) geotêxtil tricotado	5
Figura 1.3 – Estrutura típica de um geotêxtil tecido	5
Figura 1.4 - Ligação mecânica, adaptado de Koerner, (1998)	6
Figura 1.5 – Processo de fabrico de geomembranas: Sistema de cilindros de rotação contrária – calandragem	8
Figura 1.6 – Tipos de Geomembranas: a) geomembrana lisa; b) vários tipos de geomembranas rugosas e texturadas; c) geomembrana texturada	8
Figura 1.7 – Geocomposto bentonítico	9
Figura 1.8 – Diferentes processos de fabrico de geocompósitos bentoníticos: a) mistura da cola com a bentonite; b) ligação por agulhagem ou costura através da bentonite, Koerner (1998)	10
Figura 1.9 – Secção transversal de vários geocompósitos bentoníticos (Koerner 1998) ..	11
Figura 1.10 – Geocomposto de reforço	11
Figura 1.11 – Geocompósito de drenagem	12
Figura 1.12 – Método de manufactura de geogrelhas extrudidas (adaptado de Koerner, 1998)	13
Figura 1.13 – Tipos de Geogrelhas: a) geogrelha extrudida uniaxial; b) geogrelha extrudida biaxial; c) geogrelha tecida	13
Figura 1.14 - Estrutura típica de uma geogrelha com ligação térmica	14
Figura 1.15 – Geogrelha ligada a laser	14
Figura 1.16 - Exemplo de um corte de um aterro de resíduos urbanos (adaptado de Koerner, 1998)	15
Figura 1.17 - Exemplo de um sistema de impermeabilização da base de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002)	17
Figura 1.18 – Exemplo de um sistema de impermeabilização da base de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002)	17
Figura 1.19 – Exemplo de sistema de impermeabilização de taludes laterais de um aterro de resíduos urbanos (adaptado de Koerner, 1998)	18

Figura 1.20 – Exemplo de um sistema de impermeabilização de uma cobertura de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002)	19
Figura 1.21 – Exemplo de um sistema de impermeabilização da cobertura de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002)	20
Figura 1.22 - Condições de tensão no solo reforçado: a) dilatação livre; b) dilatação impedida (adaptado de Hayashi et al.; 1994)	23
Figura 1.23 - Mecanismos de interação solo-geogrelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha (Jewell et al., 1984)	24
Figura 1.24 - Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell et al., 1984)	25
Figura 1.25 - Tensões passivas nas geogrelhas (adaptado de Jewell, 1996)	28
Figura 1.26 - Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado, de acordo com a EN ISO 12 957-2: 2004 (Pinho Lopes, 2006)	31

Capítulo 2

Figura 2.1 - Equipamento de medição de massa por unidade de área	33
Figura 2.2 - Equipamento de medição da espessura	34
Figura 2.3 – a) e b) curvas típicas de carga-extensão de geossintéticos	35
Figura 2.4 – Propriedades típicas de alguns geossintéticos, adaptado de Shukla (2002) por Pinho Lopes (2006)	36
Figura 2.5 – Equipamento de tracção	37
Figura 2.6 – Distribuição típica de passados de geotêxteis, adaptado de Shukla (2002).....	39
Figura 2.7 – Equipamento de medição da transmissividade dos geossintéticos	41
Figura 2.8 – Equipamentos para medição da fluência nos geossintéticos, por Pinho Lopes, 2006	42
Figura 2.9 – Equipamento que permite a avaliação da resistência à abrasão dos geossintéticos, por Pinho Lopes, 2006	43
Figura 2.10 – Perfil tipo dos esforços de tracção a que uma geomembrana está sujeita .	46
Figura 2.11 – Corte tipo de um talude lateral não reforçado, adaptado de Koerner (2005).....	50
Figura 2.12 – Corte tipo de um talude lateral reforçado, adaptado de Koerner (2005)	52

Figura 2.13 – Modelo de dimensionamento em que estão representadas as forças usadas no cálculo da geomembrana, adaptado de Koerner (2005)	54
Figura 2.14 – Exemplo de má preparação do terreno, e suas consequências, Fibertex (2007), disponível em www.fibertex.com	56
Figura 2.15 – Exemplo do efeito da queda das partículas, Fibertex (2007), disponível em www.fibertex.com	60
Figura 2.16 - Sequência construtiva a adoptar em aplicações de geossintéticos (Ingold e Miller, 1988)	61

Capítulo 3

Figura 3.1 - Equipamento de danificação de geossintéticos do LGS: a) vista geral; b) caixa de danificação; c) placa de carregamento	65
Figura 3.2 - Representação esquemática da caixa de danificação, adaptado de Paula (2003)	66
Figura 3.3 – Agregado sintético (corundo)	66
Figura 3.4 – Caixa de danificação com provete após danificação	67
Figura 3.5 - Esquema representativo de um ensaio de tracção	69
Figura 3.6 - Marcação dos pontos de referência de um ensaio de tracção: a) esquema representativo; b) marcações dos pontos de referência de um ensaio de tracção no equipamento do LGS	70
Figura 3.7 – Pegas hidráulicas do equipamento do LGS	71
Figura 3.8 - Configuração e dimensões de provete de ensaio de tracção-extensão de geomembranas	72
Figura 3.9 – Ensaio de rasgamento: a) ensaio de um provete; b) provete depois de ensaiado	73
Figura 3.10 - Configuração e dimensões de provete de ensaio de rasgamento de geomembranas	74
Figura 3.11 - Esquema representativo da colocação do provete nas pegas	74
Figura 3.12 – Provetes de geossintéticos dos materiais utilizados neste estudo: a) geotêxtil não tecido em polipropileno com 800 g/m ² ; b) geotêxtil não tecido em polipropileno com 190 g/m ² ; c) geomembrana lisa em polietileno de alta resistência com 2 mm de espessura	75

Figura 3.13 – Curva carga-extensão dos provetes de GTX1 de referência	79
Figura 3.14 – Curva força-extensão dos provetes de GTX1 danificados	81
Figura 3.15 - Curva força-extensão dos provetes de GTX1 de protecção da geomembrana GM	82
Figura 3.16 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de referência	84
Figura 3.17 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 danificados	85
Figura 3.18 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de protecção da geomembrana GM	87
Figura 3.19 - Curva força-extensão dos provetes de GM de referência	88
Figura 3.20 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados	90
Figura 3.21 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção do GTX1	91
Figura 3.22 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção do GTX2	93
Figura 3.23 - Curva força-extensão dos provetes de GTX1 de referência	95
Figura 3.24 - Curva carga-extensão dos provetes de GTX1 danificados	95
Figura 3.25 - Curva força-extensão dos provetes de GTX1 de protecção aos provetes de GM	96
Figura 3.26 – Resistência máxima média do GTX1 intacto e danificado isoladamente e em contacto com a GM	97
Figura 3.27 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de referência	98
Figura 3.28 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 danificados	99
Figura 3.29 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de protecção aos provetes de GM	99
Figura 3.30 – Resistência máxima média do GTX2 intacto e danificado isoladamente e em contacto com a GM	100
Figura 3.31 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados	102
Figura 3.32 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção de provetes de GTX1	102
Figura 3.33 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção de provetes de GTX2	103

Figura 3.34 – Resistência máxima média da GM intacta e danificada isoladamente e em contacto com os GTXs	104
Figura 3.35 – Geossintético GTX1: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente	105
Figura 3.36 – Geossintético GTX2: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente	106
Figura 3.37 – Geossintético GTX1: a) extensão residual após DDI; b) coeficiente de variação	107
Figura 3.38 – Geossintético GTX2: a) extensão residual após DDI; b) coeficiente de variação	108
Figura 3.39 – Geossintético GM: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente	109
Figura 3.40 – Geossintético GM: a) extensão residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente	110
Figura 3.41 – Geossintético GTX1: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente	111
Figura 3.42 – Geossintético GTX2: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente	112
Figura 3.43 – Geossintético GM: a) resistência residual; b) coeficiente de variação correspondente	113
Figura 3.44 – Geossintético GTX1 após danificação em laboratório com diferentes agregados: a) resistência residual; b) coeficiente de variação; c) coeficiente de redução para a resistência à tracção	116
Figura 3.45 – Geossintéticos GTX2, GTX2i e GTX2s danificados em laboratório: a) resistência residual; b) coeficiente de variação correspondente; c) coeficiente de redução para a resistência à tracção	118
Figura 3.46 – Coeficientes de redução da DDI para os vários tipos de material confinante dos geotêxteis	119
Figura 3.47 – Geossintéticos GTX2: coeficiente de redução para a resistência à tracção obtido dos ensaios realizados e por interpolação dos resultados de Morel (2003)	120

Figura 3.48 – Geossintéticos GM (2mm) e GM (1.5mm) danificados em laboratório: a) resistência à tracção residual; b) coeficiente de variação correspondente c) coeficiente de redução para a resistência à tracção	122
--	-----

Índice de Quadros:

Capítulo 2

Quadro 2.1 – Classificação da transmissividade dos geossintéticos, adaptado de Pinho Lopes, 1999	40
Quadro 2.2 – Normas em vigor para ensaios das principais propriedades	45
Quadro 2.3 - Consequências da danificação durante a instalação versus função do geossintético, adaptado de Paula, 2003	57
Quadro 2.4 – Factores que influenciam a danificação durante a construção (Austin, 1998).....	58
Quadro 2.5 - Grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação (Christopher e Holtz, 1984)	60

Capítulo 3

Quadro 3.1 - Programa de ensaios de tracção e de rasgamento realizado	77
Quadro 3.2 - Resistência à tracção dos provetes de referência do geotêxtil GTX1.....	79
Quadro 3.3 - Resistência à tracção dos provetes danificados do geotêxtil GTX1	80
Quadro 3.4 - Resistência à tracção dos provetes do geotêxtil GTX1 usado como protecção da geomembrana GM	82
Quadro 3.5 - Resistência à tracção dos provetes de referência do geotêxtil GTX2	83
Quadro 3.6 - Resistência à tracção dos provetes danificados do geotêxtil GTX2	85
Quadro 3.7 - Resistência à tracção dos provetes do geotêxtil GTX2 de protecção à geomembrana GM	86
Quadro 3.8 - Resistência à tracção das amostras intactas de geomembrana	88
Quadro 3.9 - Resistência à tracção das amostras danificadas de GM	89
Quadro 3.10 - Resistência à tracção dos provetes de geomembrana GM com protecção do geotêxtil GTX1	91
Quadro 3.11 - Resistência à tracção dos provetes de geomembrana GM com protecção do geotêxtil GTX2	92
Quadro 3.12 – Resistência ao rasgamento do geotêxtil GTX1	94

Quadro 3.13 – Resistência ao rasgamento do geotêxtil GTX2	94
Quadro 3.14 – Resistência ao rasgamento da geomembrana GM	101
Quadro 3.15 – Resistência à tracção e coeficientes de variação correspondentes e coeficientes de redução para a resistência à tracção dos materiais estudados.....	114
Quadro 3.16 - Resistência nominal à tracção e respectiva m.u.a	119

Lista de Acrónimos:

DDI	-	Danificação durante a instalação
GCL	-	Geocompósito bentonítico
GG	-	Geogrelha
GM	-	Geomembrana
GTX	-	Geotêxtil
GS	-	Geossintéticos
MUA	-	Massa por unidade de área
PA	-	Poliamida
PE	-	Polietileno
PET	-	Poliéster
PP	-	Polipropilenos
PVC	-	Policloreto de vinilo
RSU	-	Resíduos sólidos urbanos

Lista de Símbolos:

T	- Resistência ao corte da interface solo-reforço
f	- Coeficiente de resistência da interface
ϕ'	- Ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas (de pico ou a volume constante, dependendo da densidade do solo)
σ'_n	- Tensão normal efectiva na interface
b	- Largura do reforço
l	- Comprimento do reforço
f_{cd}	- Coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço para movimentos de corte directo
f_{ar}	- Coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço para movimentos de arranque
T_s	- Resistência ao corte devida ao atrito lateral
T_s/s	- Resistência ao corte por atrito solo-solo
A	- Área superficial
l / s	- Número de barras transversais do reforço
α_s	- Fracção sólida da área superficial do reforço
T_p	- Impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas
s	- Distância entre barras transversais da geogrelha
e	- Espessura
σ'_p	- Tensão passiva efectiva mobilizada
c'	- Coesão do solo
N_c e N_q	- Factores de capacidade de carga
n	- N° de aberturas

ψ	- Permissividade (s^{-1})
k_n	- Permeabilidade normal ao plano do geossintético (m/s)
t	- Espessura (m)
θ	- Transmissividade
k_p	- Coeficiente de permeabilidade normal ao plano (m/s)
σ_{adm}	- Tensões admissíveis na geomembrana
e	- Espessura da geomembrana
T_{gm}	- Tensão de tracção na geomembrana
β	- Ângulo de assentamento
T_s	- Resistência ao corte mobilizada na face superior da geomembrana
T_i	- Resistência ao corte mobilizada na face inferior da geomembrana
T_v	- Resistência ao corte mobilizada devida à componente vertical de T
δ_i	- Ângulo de atrito entre a geomembrana e o material subjacente
δ_s	- Ângulo de atrito entre a geomembrana e o material sobrejacente
x	- Distância de mobilização da deformação da geomembrana
e_{req}	- Espessura da geomembrana
FS	- Factor de segurança
θ_{adm}	- Espessura admissível
θ_{req}	- Espessura requerida
p_{adm}	- Tensão máxima admissível para diferentes tipos de geotêxteis e para as condições in situ (kPa);
p	- Tensão actuante devida ao conteúdo do aterro
M	- Massa por unidade de área
H	- Altura das partículas de agregado

MF_S	-	Factor de forma das partículas
MF_{PD}	-	Factor de densidade
MF_A	-	Factor de efeito de arco
CS_{FLU}	-	Coeficiente de redução para cargas constantes
$CS_{Q\ e\ B}$	-	Coeficiente de redução para agentes químicos e biológicos à temperatura de serviço
F_p	-	Força de punçãoamento do ensaio CBR
D_p	-	Diâmetro do pilão de ensaios
S	-	Coeficiente de forma
F_{rasg}	-	Força de rasgamento
W_A	-	Peso total da zona activa
γ	-	Peso unitário da cobertura do solo
β	-	Ângulo do talude abaixo da geomembrana
N_A	-	Força normal efectiva para a rotura da zona activa
C_A	-	Força devida à adesão entre solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana
c_a	-	Adesão entre solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana
W_p	-	Peso total da zona passiva
H	-	Espessura da cobertura do solo
L	-	Comprimento do declive medido ao longo da geomembrana
N_p	-	Força normal efectiva para a rotura da zona passiva
E_p	-	Força da cunha activa que actua na cunha passiva
C_p	-	Adesão entre solo de cobertura da cunha passiva e a geomembrana
ϕ	-	Ângulo de atrito do solo de cobertura

δ	- Ângulo de atrito da interface do solo de cobertura com a geomembrana
T_{disp}	- Valor de cálculo da tensão na força na geogrelha
$\prod CS$	- Produto dos coeficientes de redução
T_{ult}	- Força de rotura na geogrelha
P_a	- Pressões activas exercidas sobre o aterro de uma vala de ancoragem
P_p	- Pressões passivas exercidas sobre o aterro de uma vala de ancoragem
k_a	- Coeficiente de impulso activo
k_p	- Coeficiente de impulso passivo
$R_{danificada}$	- Resistência das amostras danificadas (KN/m)
$R_{intacta}$	- Resistência das amostras intactas (KN/m)
$R_{residual}$	- Resistência residual (%)
CR_{DDI}	- Coeficiente de redução
$R_{t\ ref}$	- Resistência à tracção do material intacto
$R_{t\ DDI}$	- Resistência à tracção do material submetido à danificação laboratorial
D_{50}	- Diâmetro médio

CAPÍTULO 1

GEOSSINTÉTICOS EM ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS

1.1. Introdução

A aplicação dos geossintéticos na engenharia civil remonta à década de 50 do século XX.

A sua rápida implementação no mercado deve-se ao baixo custo de produção dos materiais, da sua facilidade de aplicação e da eficácia na realização das funções.

Actualmente, em Portugal, ainda existe um conhecimento deficiente sobre os geossintéticos por parte dos agentes intervenientes, pelo que se torna importante difundir os conhecimentos, para que se retire o máximo proveito das propriedades destes materiais.

Nos nossos dias, os resíduos sólidos resultantes do quotidiano, na impossibilidade da sua reciclagem, como último destino encontram os aterros de resíduos sólidos. Em particular, os resíduos municipais são armazenados em aterros de resíduos sólidos urbanos (RSU). Os resíduos podem conter substâncias que, caso não sejam devidamente isoladas do ambiente envolvente, podem levar à contaminação do mesmo. Os geossintéticos traduziram-se numa boa aposta na impermeabilização dos aterros de RSU, devido à sua eficácia e durabilidade.

1.2. Funções dos geossintéticos

Segundo a norma EN ISO 10318 (2005) Geossintéticos – termos e definições, os geossintéticos têm sete funções principais:

Drenagem, para acumular e transportar fluidos;

Filtração, para permitir a passagem de fluidos e impedir a passagem de partículas de solo;

Protecção, para prevenir ou limitar a ruína local de um determinado elemento ou material;

Reforço, para melhorar a resistência ao corte do solo;

Separação, para manter a integridade de uma camada de solo;

Controle de erosão, para prevenir erosão do solo pela água ou forças do vento;

Barreira de fluidos, para prevenir a migração de líquidos ou gases;

Na utilização de materiais geossintéticos por vezes recorre-se à acção combinada de funções, por exemplo, a acção de separação e reforço com geossintéticos na construção em solos pobres (Floss, 2004).

1.3. Tipos de geossintéticos e processos de fabrico

1.3.1. Considerações gerais

Os geossintéticos podem exercer diversas funções nos aterros de RSU, tais como: barreira de gases e fluidos nos sistemas de impermeabilização (cobertura e base), protecção dos elementos de barreira (ex: geomembranas), drenagem de líquidos e gases e reforço do solo e dos resíduos.

Os principais tipos de geossintéticos aplicados na construção de aterros de RSU são os geotêxteis, as geomembranas, os geocompósitos bentoníticos, as geogrelhas, os geocompósitos de drenagem e os geocompósitos de reforço.

Nas secções seguintes serão referidos com mais detalhe aspectos relativos a estes geossintéticos e aos processos de fabrico correspondentes.

Na Figura 1.1 está representada a subdivisão dos geossintéticos segundo a norma EN ISO 10318.

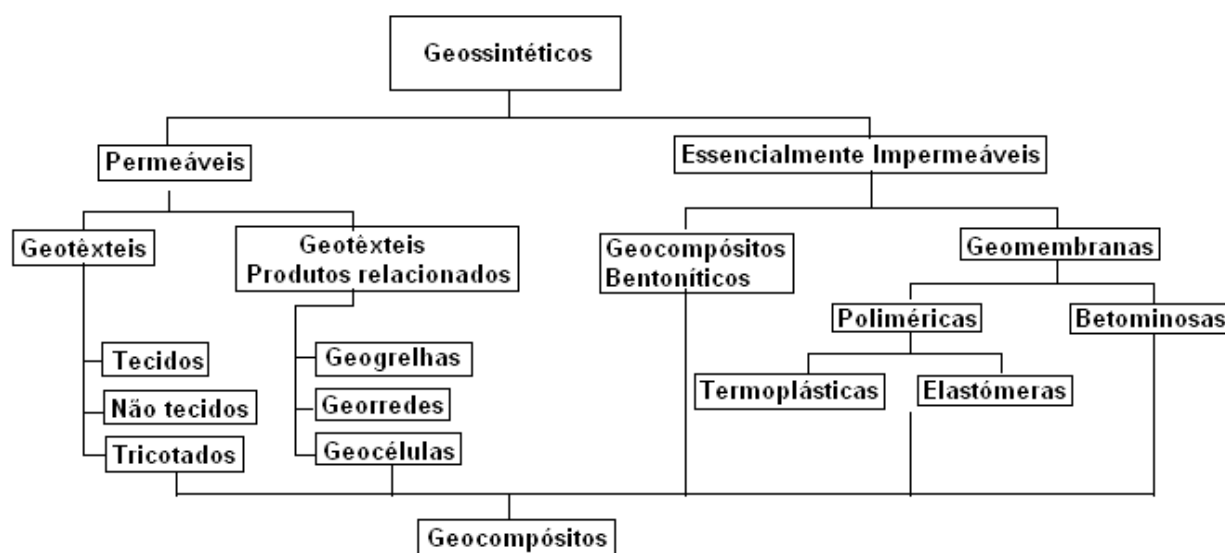


Figura 1.2 – Subdivisão dos geossintéticos segundo a norma EN ISO 10318;

1.3.2. Geotêxteis

Segundo Koerner (1998) existem três pontos importantes na fabricação dos geotêxteis: o tipo de polímero, o tipo de fibra e o processo de fabrico.

Os principais polímeros usados na produção de geotêxteis (GTX) são os polipropilenos, PP ($\approx 85\%$), os poliésteres, PET ($\approx 12\%$), o polietileno, PE ($\approx 2\%$) e as poliamidas, PA ($\approx 1\%$).

Os processos de fabrico dividem os geotêxteis em três tipos: tecidos, não tecidos e tricotados. Na Figura 1.3 estão representados alguns exemplos dos três tipos de geotêxteis referidos.

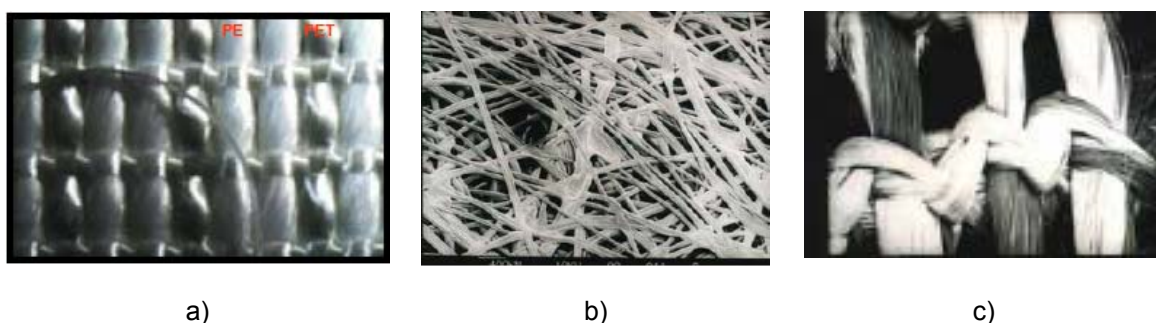


Figura 1.3 – Tipos de geotêxteis: a) geotêxtil tecido; b) geotêxtil não tecido; c) geotêxtil tricotado

Os geotêxteis mais usuais são manufacturados a partir de fitas em PP, monofilamentos em PE, e de multifilamentos finos ou fios de multifilamentos de PET.

Na fabricação dos geotêxteis tecidos recorre-se a processos usuais de tecelagem (por teares mecânicos), em que os fios (teia e a trama) são entrelaçados perpendicularmente (Figura 1.4).

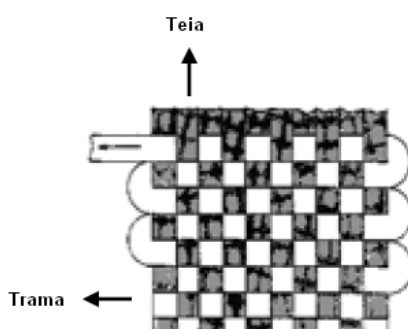


Figura 1.4 – Estrutura típica de um geotêxtil tecido.

No que se refere aos geotêxteis tricotados, estes são obtidos através da entrelaçagem de fios, por máquinas de tricotar industriais, constituindo uma estrutura plana. Actualmente, introduzem-se fios de elevada resistência, de forma a colmatar ou a reduzir as elevadas deformações que eram produzidas pela aplicação de cargas.

Para os GTX não tecidos existem três processos para realizar a ligação das fibras, e estes são: ligação mecânica, ligação térmica e ligação química.

A ligação mecânica (ou agulhagem), consiste na perfuração constante da malha por agulhas farpadas (Figura 1.5), que ao movimentarem-se arrastam alguns elementos, provocando o seu entrelaçamento. Os geotêxteis produzidos através deste processo são denominados por geotêxteis não tecidos agulhados e possuem espessuras variáveis entre 0,5 e 5mm (Pinho Lopes, 2006).

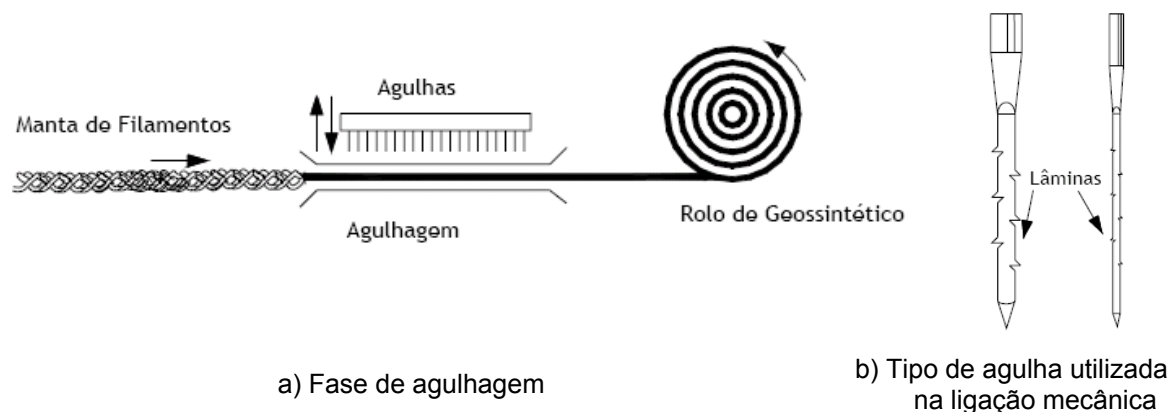


Figura 1.5 - Ligação mecânica, adaptado de Koerner, (1998).

Na realização de ligações térmicas, a malha é aquecida por um processo de calandragem, apenas em alguns pontos, especialmente se a malha for constituída por um material polimérico, pois com o aumento da temperatura as fibras poliméricas podem fundir, formando uma folha de plástico. Correntemente no mercado existem geotêxteis compostos por mais do que um tipo de polímero, levando ao aparecimento de vários pontos de fusão. Este tipo de geotêxteis produzidos por ligações térmicas, designam-se por geotêxteis não tecidos termo-soldados (ou ligados termicamente) e são produzidos habitualmente com espessuras a variar entre 0,5 e 1mm, para garantir a eficácia do processo (Pinho Lopes, 2006).

De forma a se conseguir gerar ligação química, o geotêxtil é envolvido num material cimentício, como uma resina, cola ou derivado celulósico. Posteriormente será submetido a um período de cura ou a operações de calandragem, fazendo com que se inicie o processo químico de ligação dos constituintes. Os geotêxteis produzidos por este processo denominam-se geotêxteis não tecidos ligados quimicamente e são produzidos com espessuras a variar entre os 0,5 e 3mm. Este processo de manufactura pode ser completado com ligações realizadas por agulhagem.

1.3.3. Geomembranas (ou barreiras geossintéticas poliméricas)

A principal função das geomembranas (ou geobarreiras poliméricas, como são designadas actualmente na Europa) em engenharia civil é a de criar uma barreira entre dois espaços. A geomembrana deve manter as suas capacidades de estanquidade e impermeabilidade dentro de limites aceitáveis, definidos para cada projecto específico, durante toda a existência do projecto. Porém, o estado de tensão induzido pelos materiais adjacentes à geomembrana pode levar à deformação desta, fazendo com que, em alguns casos, esta sofra rotura. Para reduzir o risco de rotura, é comum utilizar um elemento de protecção sobre a geomembrana, em geral, um geotêxtil.

Segundo Giroud (2003), existem três causas diferentes para a rotura de uma geomembrana: as acções associadas à instalação em obra; a solicitação implicada na sua utilização e por fim, a protecção deficiente da geomembrana. Esta última causa de rotura, poderá estar associada a uma má selecção da protecção aplicada sobre a geomembrana.

De acordo com Koerner (1998), o fabrico das geomembranas começa com a produção das matérias-primas, o que inclui a resina polimérica, diversos aditivos e lubrificantes (usados essencialmente no processos de fabrico).

Existem essencialmente três processos de fabrico de geomembranas: extrusão, espalhamento superficial e calandragem.

No processo de extrusão são produzidas folhas, com 0,13 a 5,10 mm de espessura, de polímero fundido e com os aditivos necessários. Com este processo é possível criar uma geomembrana reforçada ao revestir-se a folha ainda quente com um geotêxtil.

O processo de espalhamento superficial consiste no revestimento de um geotêxtil com um polímero ou um composto asfáltico, originando uma geomembrana reforçada. Caso se pretenda uma geomembrana não reforçada utiliza-se uma folha de papel, que funciona apenas como barreira, criando uma lâmina, sendo possível no final retirar a folha de papel.

Por último, existe o processo de calandragem, que consiste em alimentar os cilindros quentes com material. Este processo permite criar lâminas ou filmes, e pode ser utilizado para a fabricação de geomembranas multicamadas simples, constituídas apenas por materiais plásticos ou reforçadas com um geotêxtil colocado entre duas camadas de plástico. A Figura 1.6 mostra o processo de fabrico de geomembranas por calandragem.

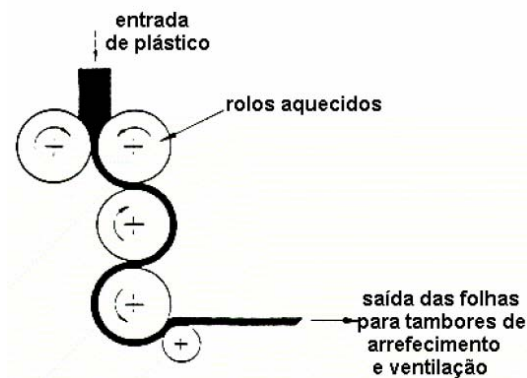


Figura 1.6 – Processo de fabrico de geomembranas: Sistema de cilindros de rotação contrária – calandragem

As geomembranas podem ser lisas ou texturadas, dependendo da necessidade de acréscimo de atrito na aplicação destas. Na Figura 1.7 estão ilustrados alguns destes tipos de geomembranas.

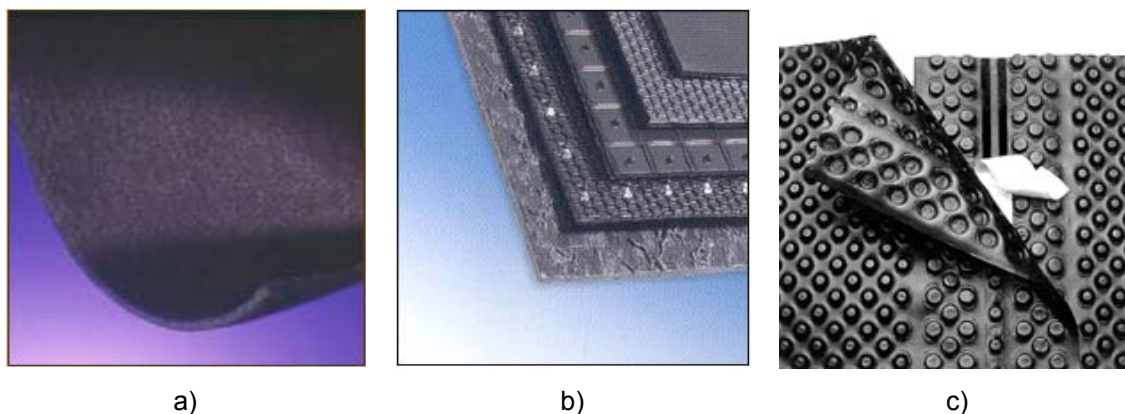


Figura 1.7 – Tipos de Geomembranas: a) geomembrana lisa; b) vários tipos de geomembranas rugosas e texturadas; c) geomembrana texturada.

1.3.4. Geocompósitos

As associações de diversos materiais com geossintéticos e/ou com outros materiais são denominadas geocompósitos. Segundo Koerner (1998), por detrás dos geocompósitos deve estar uma filosofia que indica que, ao combinar as melhores características dos diferentes materiais, poderá garantir-se uma excelente resolução de problemas específicos.

Existem três tipos principais de geocompósitos, classificados de acordo com as suas funcionalidades: os geocompósitos bentoníticos (GCL), os geocompósitos de reforço e os geocompósitos de drenagem.

1.3.4.1. Geocompósitos bentoníticos

Os geocompósitos bentoníticos (ou geobarreiras argilosas) são formados pela união de uma camada de bentonite com uma ou mais lâminas de geotêxtil ou geomembrana (Figura 1.8). Existem três processos de criação de geocompósitos bentoníticos: colagem, costura e agulhagem.



Figura 1.8 – Geocomposto bentonítico.

O primeiro passo da produção dos geocompósitos bentoníticos é a preparação da argila bentonítica (ou bentonite), que, após a sua extração, entrará num processo de secagem (em estufa) e posteriormente será peneirada e armazenada em silos até à sua aplicação.

Na produção de geocompósitos bentoníticos podem ser utilizados dois processos, sendo que o factor de escolha do processo mais adequado será a estrutura.

O primeiro processo (Figura 1.9a) consiste na junção da bentonite com um adesivo (cola), mistura esta que será derramada sobre um geotêxtil e coberta com outro geotêxtil. Para possibilitar a uniformização da espessura e a redução do teor de água, aumenta-se a temperatura do conjunto e/ou submeter-se a um processo de calandragem. O teor final de água do conjunto rondará os 15% a 25%, ou um pouco superior (Lopes, 1998).

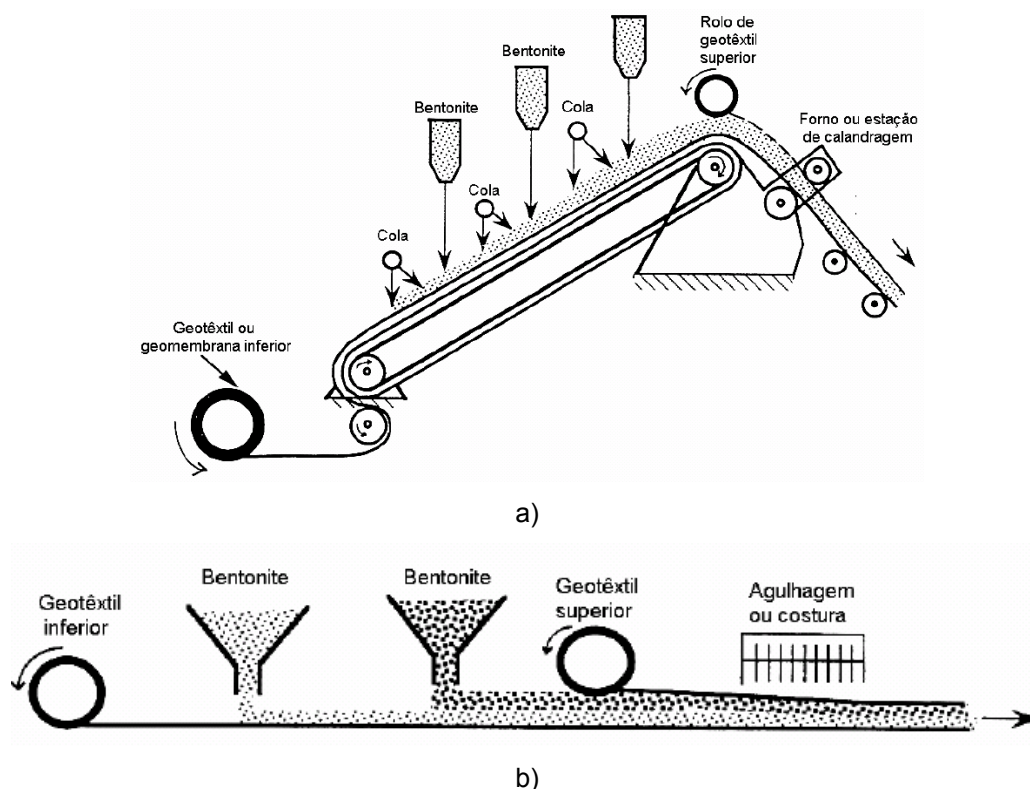


Figura 1.9 – Diferentes processos de fabrico de geocompósitos bentoníticos: a) mistura da cola com a bentonite; b) ligação por agulhagem ou costura através da bentonite, Koerner (1998).

No segundo processo (Figura 1.9b) o conjunto é preparado da mesma forma que no primeiro, mas este é submetido a um processo de agulhagem, pelo que o geotêxtil superior deve ser não tecido agulhado, pois durante este processo os filamentos do geotêxtil serão arrastados através da bentonite e do geotêxtil inferior. O teor em água rondará os 10% a 15%, dependendo, entre outros factores, da humidade local e da granulometria da bentonite.

Segundo Lopes (1998), após concluídos os processos de fabrico, inicia-se o processo de preparação para armazenagem e transporte, em que os geocompósitos bentoníticos são processados em rolos com um peso e comprimento pré-definidos, embrulhados em plásticos ou folhas de polietileno.

Na Figura 1.10 estão representados esquematicamente alguns tipos de geocompósitos bentoníticos.

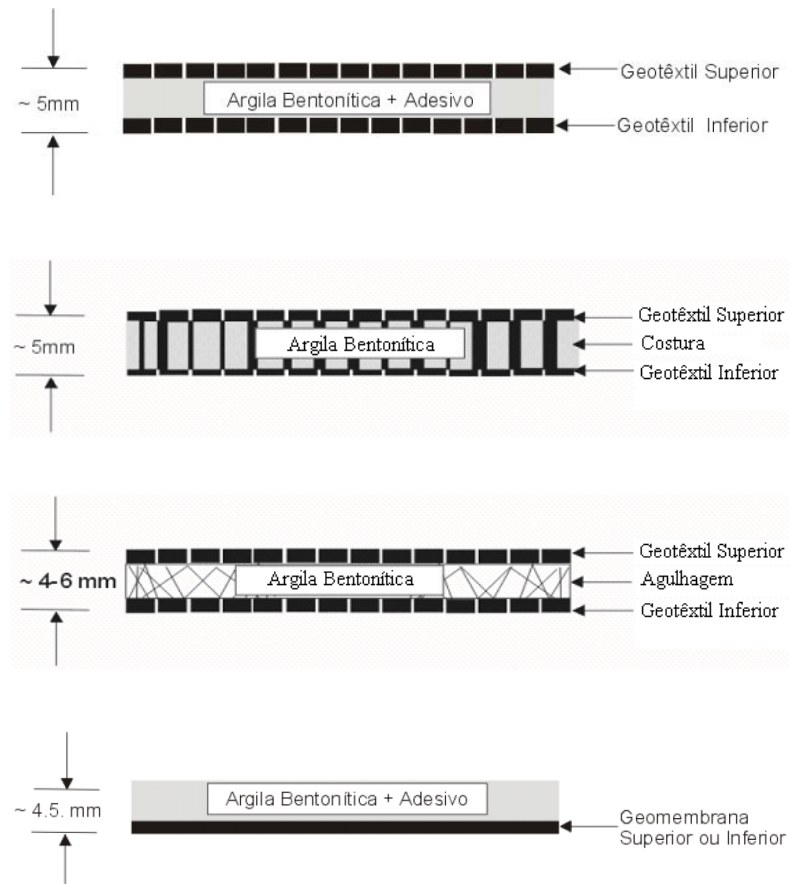


Figura 1.10 – Seção transversal de vários geocompósitos bentoníticos (Koerner 1998).

1.3.4.2. Geocompósitos de reforço

As formas mais comuns de reforço de geocompósitos passam por introduzir diversos elementos, tais como fibras de aramida e fibras de alta resistência tecidas, a geotêxteis não tecidos, existindo muitas outras soluções (Figura 1.11).

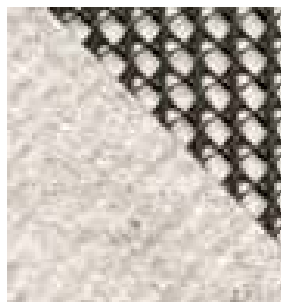


Figura 1.11 – Geocomposto de reforço.

1.3.4.3. Geocompósitos de drenagem

Por fim, os geocompósitos de drenagem são formados por conjuntos de geotêxteis e georredes (elementos poliméricos, que consistem numa malha densa e regular) e

conjuntos de geotêxteis com núcleos poliméricos. Estes conjuntos podem ser ligados por diversos métodos, tais como a costura, a colagem ou meramente por ligação térmica. Na Figura 1.12 está representado um exemplo de geocompósitos de drenagem.



Figura 1.12 – Geocompósito de drenagem.

1.3.5. Geogrelhas

As geogrelhas surgiram como uma opção viável no reforço de inúmeros materiais de construção, incluindo solo (Koerner, 1998). Comparativamente aos geotêxteis, as geogrelhas possuem uma maior rigidez e têm aberturas relativamente grandes (ver Figura 1.14).

No fabrico de geogrelhas podem ser usados quase todos os materiais poliméricos, mas os mais correntes são o polietileno de alta densidade e o polipropileno, especialmente na produção de geogrelhas extrudidas. Estas são produzidas por processos de: extrusão (de duas ou três fases), tecidas, fundidas a laser ou ligadas termicamente.

De acordo com Koerner (1998), a espessura normal para as folhas de plástico das quais resultarão as geogrelhas extrudidas está compreendida entre os 4 e os 6mm. Os buracos são criados mecanicamente por perfuração. Posteriormente, as folhas são aquecidas e estiradas (no sentido longitudinal), possibilitando o alongamento destas, com uma consequente reorientação das cadeias moleculares de acordo com o estiramento, facultando um aumento da rigidez e da resistência à tracção das geogrelhas. O processo de fabrico descrito dá origem a geogrelhas extrudidas uniaxialmente. Para a produção de geogrelhas biaxiais é adicionado uma nova fase (terceira fase), que consiste na repetição do processo anterior (aquecimento e estiramento), mas com sentido contrário (sentido transversal). Os processos de produção de geogrelhas por extrusão estão ilustrados na Figura 1.13.

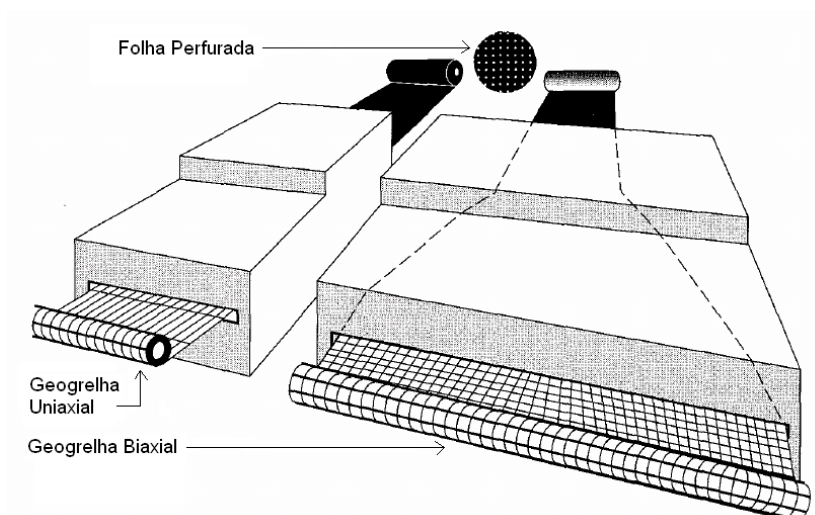


Figura 1.13 – Método de manufatura de geogrelhas extrudidas (adaptado de Koerner, 1998).

Um outro processo para a produção de geogrelhas consiste na união de centenas de fibras, de forma a obter barras, que serão tricotadas ou entrelaçadas, criando uma malha de grande abertura. Em seguida, o conjunto é coberto por revestimento com PVC, látex ou betume, aumentando assim a estabilidade dimensional e protegendo as barras durante a instalação em obra (Koerner, 1998).

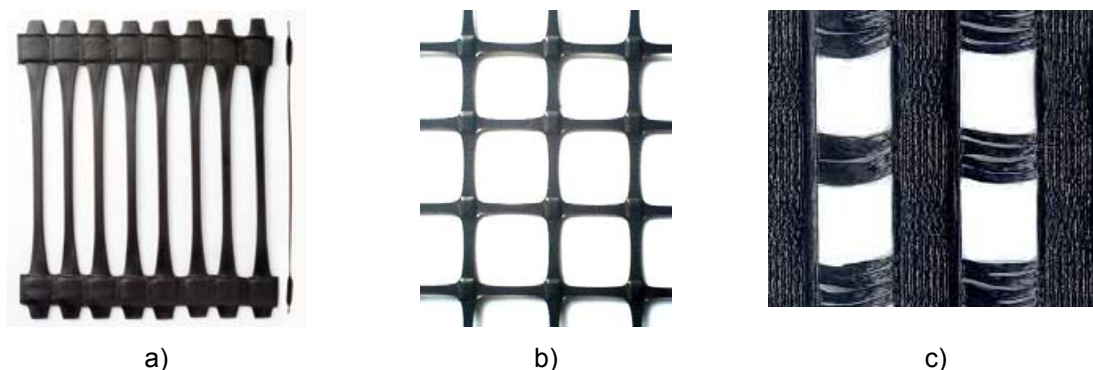


Figura 1.14 – Tipos de Geogrelhas: a) geogrelha extrudida uniaxial; b) geogrelha extrudida biaxial; c) geogrelha tecida.

Segundo Pinho Lopes (2006), os processos de ligação térmica, são aplicados principalmente a geogrelhas constituídas por fibras PET unidas e envoltas em uma folha de PP. A ligação térmica cria a fusão das folhas de PP, nos pontos de cruzamento destas, tal como se mostra na Figura 1.15.



Figura 1.15 - Estrutura típica de uma geogrelha com ligação térmica.

O último processo compreende as geogrelhas ligadas por soldadura a laser, em que os materiais de utilização preferencial na produção deste tipo de geogrelhas, são os poliésteres e os polipropilenos, entre outros. Na Figura 1.16 está ilustrada uma geogrelha com ligação a laser.



Figura 1.16 – Geogrelha ligada a laser.

1.4. Elementos constituintes de um aterro de RSU

Segundo Zanzinger e Gartung (2002) a estrutura de aterro compõe-se essencialmente de uma grande estrutura de contenção com o corpo de resíduos sólidos urbanos (RSU) no seu interior. A migração de substâncias perigosas é acautelada por várias barreiras (Figura 1.17).

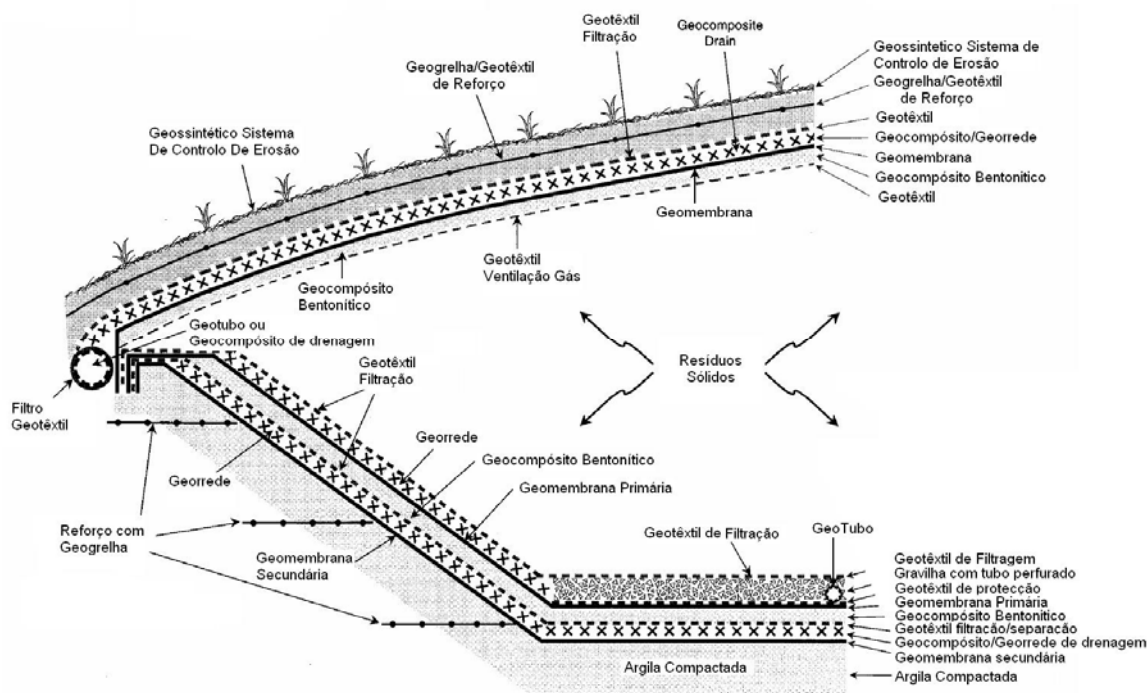


Figura 1.17 - Exemplo de um corte de um aterro de resíduos urbanos (adaptado de Koerner, 1998)

A geologia local é uma condicionante muito importante à implantação de um aterro de RSU, pois, o solo deve ter uma condutividade hidráulica baixa e uma alta capacidade da adsorção do material tóxico, deve ser suficientemente estável e não sofrer deformações excessivas na parte inferior da carga do corpo de aterro.

A barreira seguinte é o sistema de revestimento no fundo do aterro, que tem como função impedir a migração dos contaminantes para o solo e lençóis aquíferos. Esta deve ser constituída por diversos componentes colocados sob um sistema de controlo de qualidade adequado.

Após o encerramento do aterro, é necessário que o sistema que remata a estrutura seja devidamente instalado, garantindo o bom desempenho das suas funções. Ele cobre os resíduos sólidos urbanos e previne a entrada de água superficial no corpo de resíduos, e a saída para o meio exterior de gases, odores, pó dos resíduos. Além disso permite a requalificação paisagística do local.

Zanzinger e Gartung (2002) afirmam ainda, que é necessário dar especial atenção às propriedades dos RSU e forma como estes são colocados, já que estes só por si formam uma barreira. Os detritos devem estar acondicionados, para que a estabilidade do aterro seja garantida, havendo propensão baixa ou nula para a propagação do material perigoso, por dissolução e transporte com a água infiltrada. A deformação devida

a assentamentos deve ser previsível e de baixas dimensões, para que a integridade da cobertura não seja prejudicada a longo prazo.

Como refere Stief (1986), citado por Zanzinger e Gartung (2002), a estrutura do aterro forma um sistema de multi-barreiras, em que cada uma destas tem de satisfazer as suas funções, sem dependerem da realização das funções das outras barreiras.

1.4.1. Sistema de impermeabilização da base

O aterro sanitário tem de ser devidamente selado na sua base, de forma a proteger o ambiente circundante de infiltrações de agentes poluentes, para tal, como afirmam Zanzinger e Gartung (2002) é habitualmente usado um sistema de multi-barreiras, que consiste na sobreposição de várias camadas de diferentes materiais orgânicos e/ou sintéticos. Este sistema é composto por três faixas fundamentais: a camada de selagem, a camada protectora e a camada de drenagem.

Zanzinger e Gartung (2002) referem que a camada de selagem é colocada directamente sobre o subsolo, sem um intervalo de camada de drenagem, para fornecer um sistema contínuo da permeabilidade baixa. O sistema de selagem pode ser composto por uma camada simples ou dupla, e a camada em si pode ser composta por um geossintético simples impermeável (ex: geomembrana) ou por um geocompósito (ex: geomembrana com geocompósitos bentonítico).

Estes autores salientam ainda que, como as geomembranas são materiais relativamente sensíveis à rotura (devido a sua reduzida espessura, entre outros factores), torna-se necessário aplicar-lhes uma camada de protecção. Essa protecção pode ser realizada com um geossintético (ex: geotêxtil), com um solo ou podem ser usadas as duas soluções conjuntamente.

De forma a prevenir alguma fuga de lixiviados acima da camada de selagem, é incorporado no sistema uma camada de drenagem. Para que esta funcione bem a longo prazo, poderá ser necessário incluir uma transição ou um filtro entre a manta de drenagem e os resíduos (Zanzinger e Gartung, 2002). A Figura 1.18 e a Figura 1.19, representam exemplos de sistemas de impermeabilização de base de um aterro de resíduos urbanos.

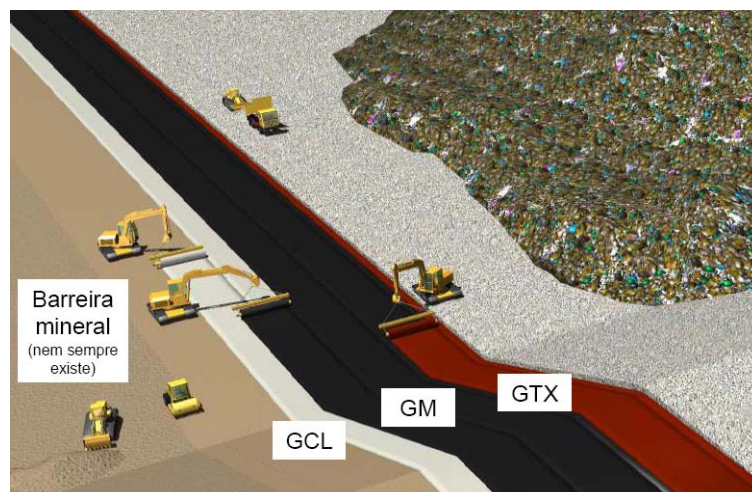


Figura 1.18 - Exemplo de um sistema de impermeabilização da base de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002)



Figura 1.19 – Exemplo de um sistema de impermeabilização da base de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002).

1.4.2. Sistema de impermeabilização da base - taludes laterais

Num sistema de impermeabilização de base como o representado anteriormente (Figura 1.18), quando aplicado a um talude lateral como está representado na Figura 1.19, fica submetido a forças de corte gravitacionais.

Se os valores do ângulo de atrito em todas as interfaces dos materiais sujeitas à força de corte forem superiores ao ângulo do talude, a estabilidade é assegurada. A única deformação que existirá será uma pequena deformação elástica de forma a alcançar o equilíbrio elástico, Koerner (1998). Contudo, se em alguma das interfaces a força de corte for inferior ao ângulo do talude, são introduzidas no geossintético tensões elevadas, que podem levar à rotura do geossintético.

Se o sistema for constituído por um sistema duplo, com uma selecção adequada dos materiais geossintéticos, considerando a interacção na interface dos mesmos, é

possível construir um sistema bastante estável. Por exemplo, se for aplicada uma geomembrana texturada em substituição de uma lisa, em conjunto com um geotêxtil não tecido agulhado, este conjunto suportará (sem que ocorram deslizamentos) ângulos de atrito superiores a 20°, Koerner (1998).

Na Figura 1.20 está representado um corte de um talude lateral de aterro de RSU e o seu respectivo sistema de impermeabilização.

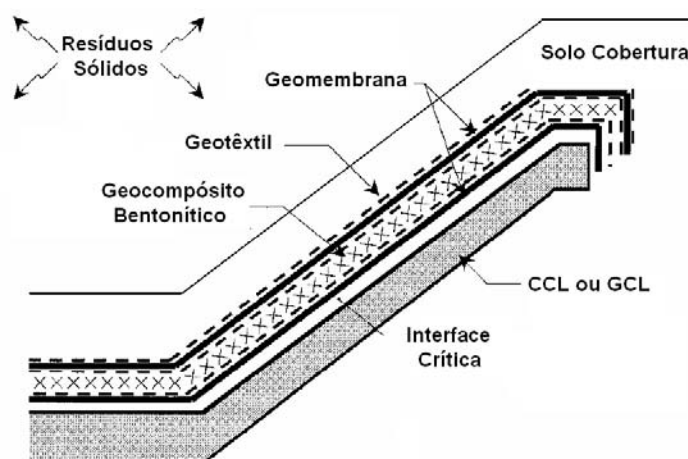


Figura 1.20 – Exemplo de sistema de impermeabilização de taludes laterais de um aterro de resíduos urbanos (adaptado de Koerner, 1998).

1.4.3. Sistema de impermeabilização da cobertura

Após a conclusão do processo de enchimento do aterro com os resíduos sólidos urbanos, é necessário proceder-se ao seu encerramento. Para tal adopta-se um sistema de cobertura constituído por várias camadas, que impedem a infiltração das águas da chuva, a saída de odores, lixo ou gás e propiciam o crescimento de vegetação e o paisagismo.

Este sistema é composto por uma barreira colectora de gás, uma barreira hidráulica/gás, uma camada de drenagem, uma camada de protecção e uma camada de superfície (Koerner, 1998).

Zanzinger e Gartung (2002) afirmam que as propriedades e o comportamento dos resíduos influenciam directamente o desempenho da cobertura, o que leva a que estes sejam considerados no dimensionamento da mesma.

Para aterros que contenham resíduos sólidos minerais que não sejam susceptíveis a reacções químicas ou biológicas, não se esperam assentamentos a longo prazo. O pressuposto anterior também se aplica a resíduos de risco. Quando se estiver perante aterros sem assentamentos diferenciais a longo prazo, a colocação da cobertura pode ser executada logo que a altura de dimensionamento seja atingida.

Os aterros de resíduos urbanos comuns são essencialmente bio-reactores, onde os processos de degradação se realizam no corpo de resíduos, associados a mudanças de volume significativas e à produção de gás. As superfícies deste tipo de aterros normalmente ficam sujeitas a assentamentos significativos durante bastante tempo. Também é provável que ocorram localmente assentamentos significativos, diferenciados de outras zonas, sendo que por vezes a selagem não consegue acompanhar estas deformações, desenvolvendo-se rombos.

Acima dos resíduos é colocada uma camada de regularização, constituída por um mineral de baixa condutividade hidráulica (como a argila), ou por um material geossintético (como um geocompósito bentonítico), que funcionará também como uma cobertura provisória dos resíduos, isolando-os do exterior. Após a ocorrência dos assentamentos diferenciais principais, é colocada uma geomembrana sobre a camada de regularização, de forma a selar o aterro. Na Figura 1.21 e Figura 1.22 estão representados exemplos possíveis de sistemas de impermeabilização de coberturas de aterros de RSU.

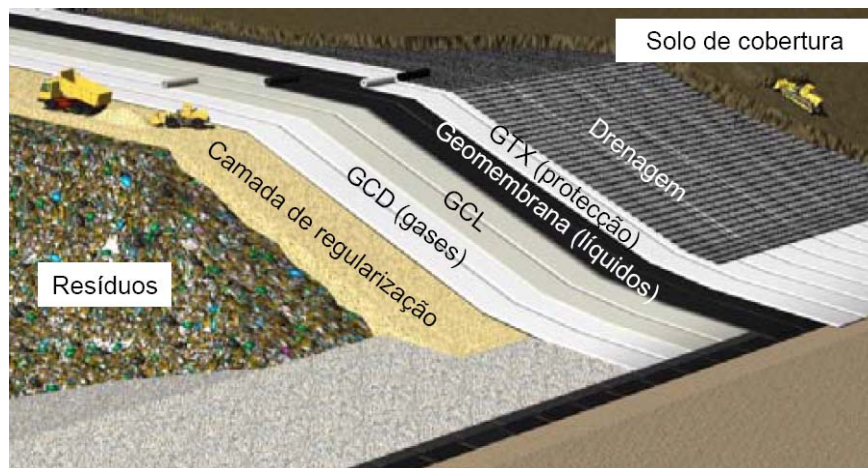


Figura 1.21 – Exemplo de um sistema de impermeabilização de uma cobertura de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002).

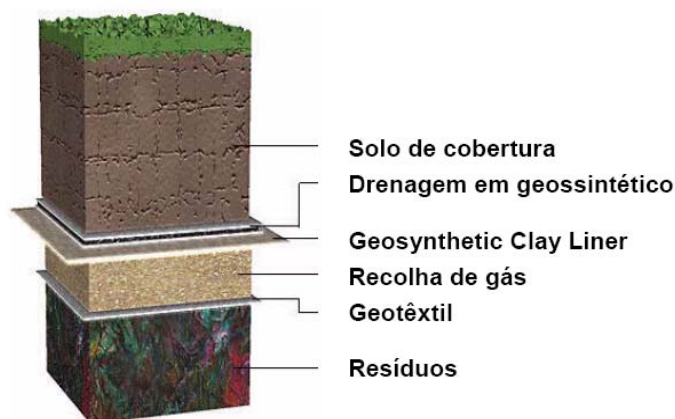


Figura 1.22 – Exemplo de um sistema de impermeabilização da cobertura de um aterro de resíduos sólidos urbanos (adaptado de Maubege, 2002)

1.5. Metodologias de dimensionamento do reforço de solos com geossintéticos

1.5.1. Introdução

Das diversas funções que os geossintéticos podem desempenhar, destaca-se a sua aplicabilidade no reforço dos solos. Neste tipo de aplicação, os geossintéticos que reforçam o solo recebem uma parte das tensões a que o solo está sujeito. A interação do solo-geossintético irá garantir a transferência de esforços necessária para o funcionamento conjunto do solo e dos reforços. Assim, é essencial conhecer esse mecanismo de transferência de esforços e avaliar a resistência nas interfaces.

Em geral, essa resistência é representada pelo coeficiente de resistência nas interfaces solo-geossintético, determinado através de ensaios de caracterização do comportamento conjunto solo-geossintético.

1.5.2. Princípios gerais do dimensionamento

O principal motivo para se reforçar os solos com geossintéticos é a necessidade de melhorar as propriedades mecânicas dos solos. Tal como se referiu anteriormente, este incremento é conseguido através da passagem dos esforços de tracção do solo para o geossintético (GS).

A maioria dos geossintéticos possuem rigidez reduzida, o que lhes permite suportar bem as tensões de tracção, por outro lado, torna-os pouco resistentes aos restantes esforços.

Segundo Pinho Lopes (2006), a presença dos geossintéticos origina uma redução das tensões de corte suportadas pelo solo e um aumento da sua resistência ao corte, através de um aumento da tensão normal que actua nas superfícies de corte potenciais.

De acordo com Sawicki (2000), um material compósito constituído por solo e reforços geossintéticos, só poderá ser considerado solo reforçado, após ser submetido a solicitações e, devido a estas, causar tensões de tracção no geossintético e tensões adicionais de compressão no solo (induzidas pelos esforços de tracção do GS).

O dimensionamento e a consequente verificação de segurança deste tipo de geocompósitos, devem ser realizados com base nos pressupostos enunciados nos Eurocódigos 1 e 7, verificando-se a sua estabilidade para os Estados Limites Últimos e para os Estados Limite de Utilização.

De acordo com Pinho Lopes (2006), a selecção do geossintético adequado para cada trabalho de reforço, depende essencialmente do tempo em que este vai exercer a sua função. O reforço proporcionará estabilidade à estrutura a curto ou longo prazo. Torna-se assim imprescindível uma avaliação cuidada da evolução das propriedades do solo ao longo do tempo, permitindo condicionar a selecção do material e o seu dimensionamento tendo em conta essas questões, nomeadamente a fluência.

1.5.3. Tipos de geossintéticos aplicáveis no reforço

Tal como já foi referido anteriormente, os geossintéticos aplicados em aterros de resíduos sólidos urbanos (RSU), podem desempenhar as seguintes funções: reforço e controlo de erosão dos taludes; drenagem de líquidos; impermeabilização e protecção. Nesta secção, apenas se abordará o uso de geossintéticos aplicáveis ao reforço de estruturas.

Os principais geossintéticos usados com a função de reforço são os geocompósitos (nomeadamente, os geocompósitos de reforço), os geotêxteis e as geogrelhas.

Os geocompósitos de reforço são geossintéticos, de grande versatilidade, adaptados para a execução da função de reforço, tendo-se melhorado as suas características mecânicas, com a introdução de elementos com resistências elevadas. Como exemplos refiram-se: fibras de elevada resistência (em geral, poliéster) dispostas paralelamente e envolvidas por uma folha de uma poliolefina; fibras de aramida

envolvidas em geotêxteis não tecidos; fibras de elevada resistência tecidas sobre um geotêxtil não tecido.

Os geotêxteis, são uma boa opção pois possuem baixo custo e grande facilidade de manuseamento e transporte, e devido ao seu carácter bidimensional, (estando em contacto com o solo numa vasta área) e às suas propriedades drenantes, permitem a construção com materiais de aterro pobres. A sua aplicabilidade é restringida pela sua elevada deformabilidade (particularmente os geotêxteis não tecidos).

As geogrelhas, são o grupo de geossintéticos que mais é aplicado em obras de reforço, pois apresentam características mecânicas adequadas, como a resistência à tracção e rigidez, e uma eficaz interacção solo-reforço.

1.5.4. Mecanismos de interacção solo-geossintético

Nesta secção e nas seguintes segue-se de perto Pinho Lopes (2006).

As principais características da interacção solo-geossintético são determinadas pelos mecanismos de interacção, pelas propriedades físicas e mecânicas do solo (forma e dimensão dos grãos, índice de compacidade, distribuição granulométrica, teor em água, entre outros), pela forma e geometria dos reforços. Pode ainda considerar-se a geometria do sistema de solo reforçado e o processo construtivo (Pinho Lopes, 2006).

Quando o solo é reforçado, identificam-se três mecanismos de interacção: impulso passivo nas barras transversais do reforço e atrito lateral ao longo do reforço. Nos geotêxteis apenas está presente o atrito lateral, já nas geogrelhas, também deve ser considerado o impulso passivo nas barras transversais do reforço, assim como o atrito solo-solo, caso ocorram movimentos relativos no solo na extensão das aberturas das geogrelhas (Pinho Lopes, 2006).

A mobilização da resistência ao corte entre solos granulares e geotêxteis é um fenómeno bidimensional, sendo admitida alguma dilatação, que em parte deriva da elevada extensibilidade dos geotêxteis (segundo Lopes, 2002). Um exemplo de um fenómeno tridimensional, são as tiras, pois estão muito dependentes da dilatação do solo, assim como da rugosidade da superfície de reforço. As geogrelhas apresentam um fenómeno considerado tridimensional, existindo atrito lateral em pequenos deslocamentos, passando progressivamente para impulso passivo nas barras transversais das grelhas com o aumento do deslocamento (Pinho Lopes, 2006).

A Figura 1.23 mostra a distribuição de tensões no caso de dilatação livre do solo (fenómeno bidimensional) e dilatação impedida (fenómeno tridimensional).

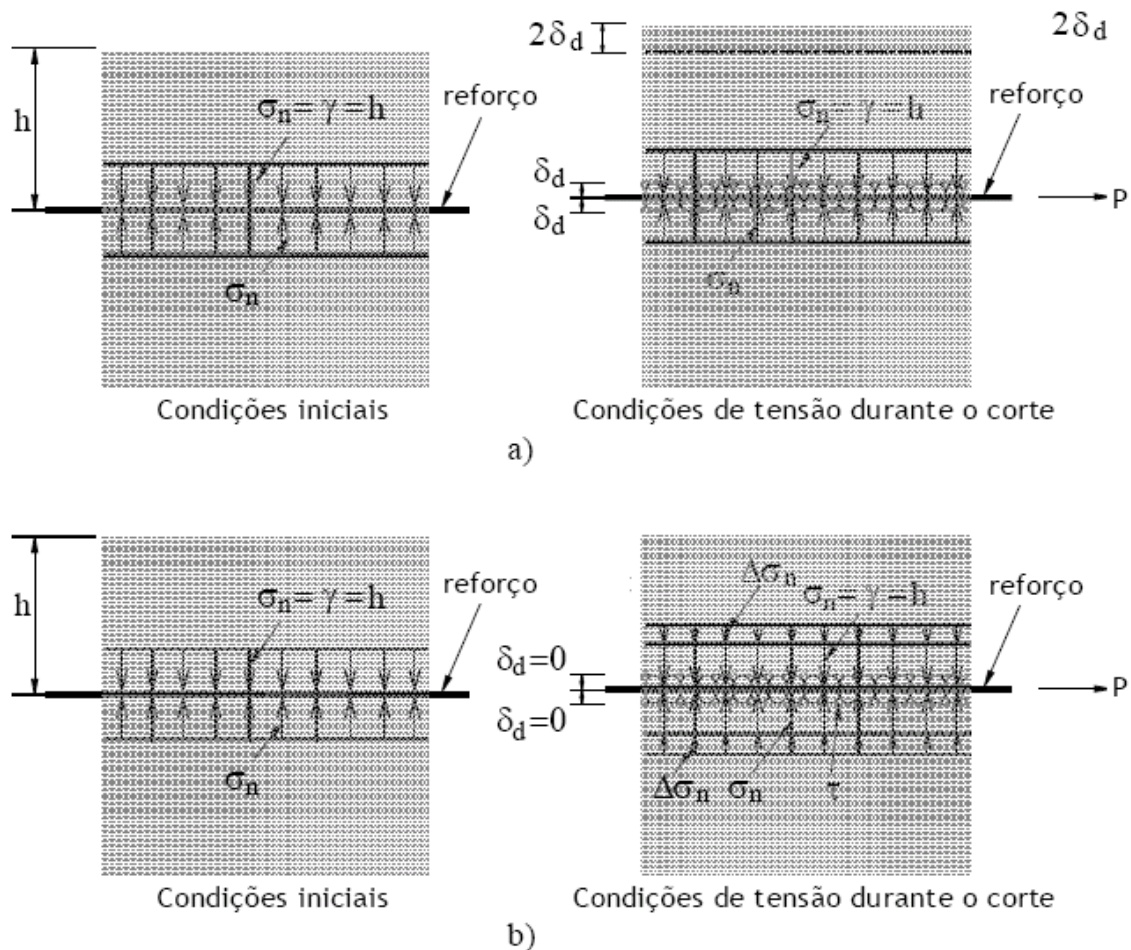


Figura 1.23 - Condições de tensão no solo reforçado: a) dilatância livre; b) dilatância impedida (adaptado de Hayashi et al.; 1994).

1.5.5. Resistência da interface solo-geossintético

Quanto melhor forem as transferências de tensões do solo para o reforço, melhor vai ser a estabilidade do maciço. Nos taludes reforçados, de forma a mobilizar as tensões de corte necessárias ao equilíbrio das trações máximas instaladas nos reforços, deve prolongar-se o reforço para além da linha de cedência (Pinho Lopes, 2006).

Como foi abordado anteriormente, nos geotêxteis e nas tiras apenas o atrito lateral contribui para a resistência da interface solo-reforço. Quanto às geogrelhas, além do atrito lateral também contribuem a mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas e o atrito solo-solo (no caso de ocorrência de deslocamentos relativos no solo ao longo das aberturas das geogrelhas) (Pinho Lopes, 2006).

Na Figura 1.24 estão representados os mecanismos de interação solo-geogrelha.

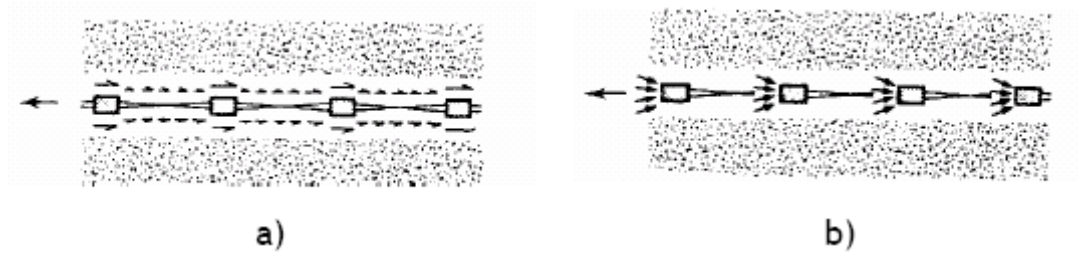


Figura 1.24 - Mecanismos de interacção solo-geogrelha: a) atrito lateral ao longo do reforço; b) impulso passivo nas barras transversais da grelha (Jewell et al., 1984).

Segundo Lopes (2002), a mobilização de resistência nas interfaces solo-reforço pode ocorrer devido a dois movimentos relativos:

corte directo – o reforço é mantém-se solidário com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada na ocorrência de um deslizamento do restante solo relativamente ao reforço;

arranque – o reforço movimenta-se em relação ao solo que o envolve.

No primeiro caso, quando a resistência ao corte da interface solo-reforço é ultrapassada, a rotura dá-se por corte directo, enquanto, no segundo caso, a rotura ocorre por arranque. Para cada um dos casos o coeficiente de resistência da interface solo-reforço, f , tem uma definição diferente. A relação da interface solo-reforço (f), tem uma definição diferente para cada um dos casos.

A resistência ao corte da interface solo-reforço pode ser definida como:

$$T = 2bl\sigma'_n f \operatorname{tg}\phi' \quad (1.1)$$

em que $0 < f < 1$, sendo :

- f coeficiente de resistência da interface;
- ϕ' ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas (de pico ou a volume constante, dependendo da densidade do solo);
- σ'_n tensão normal efectiva na interface;
- b largura do reforço;
- l comprimento do reforço.

A Equação 1, permite determinar a resistência nas interfaces solo-reforço, f , mas para tal, é necessário achar o coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço, pois este depende do mecanismo de interacção mobilizado na interface solo-reforço e do movimento relativo que irá ocorrer na interface que se pretende analisar.

No caso dos geotêxteis, em que só intervém o atrito lateral, o coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço será muito próximo ao coeficiente f para movimentos de corte directo, f_{cd} , e de arranque, f_{ar} , (Jewell, 1996), que poderá ser obtido de uma forma simplificada:

$$f = f_{cd} = f_{ar} = \frac{tg\delta}{tg\phi'} \quad (1.2)$$

Note-se que δ é o ângulo de atrito na interface solo-reforço;

Quando os reforços são geogrelhas e o movimento é de corte directo, a resistência ao corte na interface solo-reforço é a soma da resistência ao corte devida ao atrito lateral (T_s) com a parcela correspondente à resistência ao corte por atrito solo-solo ($T_{s/s}$). Para o movimento de corte directo considera-se a contribuição do mecanismo de mobilização do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas desprezável. Na Figura 1.25 está representada a geometria de uma geogrelha.

$$T = T_s + T_{s/s} \quad (1.3)$$

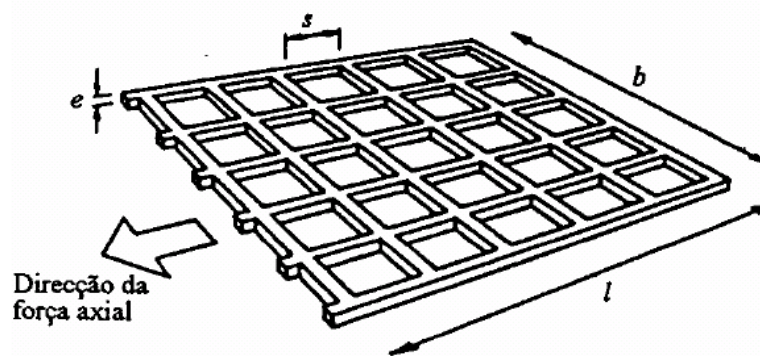


Figura 1.25 - Geometria de uma grelha (adaptado de Jewell et al., 1984).

$A = l \times b$ Área superficial

l/s Número de barras transversais do reforço

α_s Fração sólida da +area superficial do reforço

α_p Fração de área transversal disponível para mobilização da resistência passiva

$$T_s = 2\alpha_s b l \sigma'_n tg\delta \quad (1.4)$$

$$T_{s/s} = 2(1 - \alpha_s) b l \sigma'_n tg\phi' \quad (1.5)$$

Assim, pode-se definir o coeficiente da interface em corte directo:

$$f = f_{cd} = \alpha_s \left(\frac{tg\delta}{tg\phi'} \right) + (1 - \alpha_s) \quad (1.6)$$

Como, quando o movimento relativo na interface solo-geossintético é de arranque, a contribuição para a resistência da interface solo-reforço do mecanismo de interacção de atrito solo-solo pode ser considerada nula, a resistência da interface é determinada pela soma da contribuição dos mecanismos de atrito lateral (T_s), com os mecanismos do impulso passivo nas barras transversais das geogrelhas (T_p).

$$T = T_s + T_p \quad (1.7)$$

$$T_p = \left(\frac{l}{s} \right) \alpha_p b e \sigma'_p \quad (1.8)$$

s distância entre barras transversais da geogrelha

e espessura das barras

σ'_p tensão passiva efectiva mobilizada

O coeficiente da interface (coeficiente de arranque) será determinado por:

$$f = f_{ar} = \alpha_s \left(\frac{tg\delta}{tg\phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{\alpha_p b}{s} \right) \left(\frac{1}{2tg\phi'} \right) \quad (1.9)$$

Se igualarmos α_s a 1 e α_p a 0, as Equações 2 e 9 tornam-se iguais, pelo que se torna representativa da resistência na interface solo-geogrelha sujeita apenas a atrito lateral. Na possibilidade de ocorrerem movimentos de corte directo e de arranque, o coeficiente da interface que se considerará será o valor mínimo entre o coeficiente de corte directo e o de arranque.

No caso de solos soltos, as equações anteriores são aplicáveis, considerando a resistência do solo a volume constante (Lopes, 2002).

Para solos densos, e quando o movimento inicial é de corte directo, pode considerar-se a resistência de pico do solo na definição do coeficiente de corte directo. Apesar disso, na definição do coeficiente de arranque a resistência do solo a considerar, de ambos os lados do reforço, é diferente, sendo a correspondente à resistência a volume constante do lado em que ocorreu movimento de corte directo e a de pico do outro lado. Quando o primeiro movimento que ocorre é o de arranque pode-se considerar a resistência de pico do solo na definição do coeficiente de arranque, mas apenas a

resistência correspondente a volume constante na definição do coeficiente de corte directo (Lopes, 2002).

Através de valores teóricos, que podem ser definidos pela teoria geral da capacidade de carga, limita-se os valores da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas. Na determinação dos valores teóricos, considera-se que as barras transversais das geogrelhas são semelhantes a sapatas contínuas rodadas de 90° (Jewell et al., 1984 e Jewell, 1990 e 1996). Os limites teóricos encontram-se representados na Figura 1.20. A Equação 10 representa a definição de resistência passiva mobilizada:

$$\sigma'_p = c'N_c + \sigma'_n N_q \quad (1.10)$$

σ'_p resistência passiva em termos de tensões efectivas

σ'_n tensão normal efectiva na interface

c' coesão do solo

N_c e N_q factores de capacidade de carga; (Peterson e Anderson, 1980)

ϕ' ângulo de atrito do solo em termos de tensões efectivas

Os factores de carga podem ser determinados pelas expressões seguintes:

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi tg \phi'} \quad (1.11)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{tg \phi'} \quad (1.12)$$

A Figura 1.26 representa as tensões passivas nas geogrelhas.

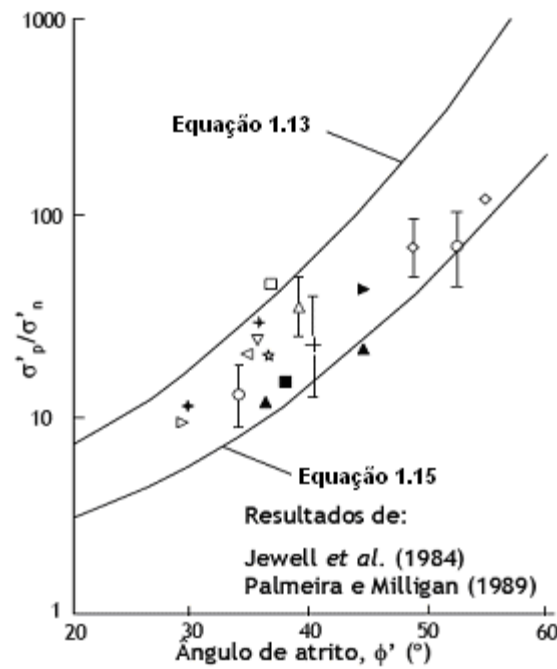


Figura 1.26 - Tensões passivas nas geogrelhas (adaptado de Jewell, 1996).

A Equação 13 representa o limite superior de resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas, em solos sem coesão:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \quad (1.13)$$

Na definição de um limite inferior da resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas, adopta-se o mecanismo de rotura por punçoamento em fundações profundas, em que N_c é dado pela Equação 12 e N_q será dado pela Equação 14:

$$N_q = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \operatorname{tg} \phi'} \quad (1.14)$$

Para solos em que a coesão é nula, a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas tem como limite inferior:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi' \right) \operatorname{tg} \phi'} \quad (1.15)$$

Para o caso da areia seca, quando as tensões de confinamento são baixas, a rotura dá-se segundo o mecanismo associado ao limite inferior, pelo contrário, quando as tensões de confinamento são altas, a rotura dá-se pelo limite superior (Ospina, 1988).

A resistência passiva mobilizada nas barras transversais das grelhas, depende da geometria do reforço e as dimensões do solo, podendo justificar a dispersão dos resultados obtidos por Jewell et al. (1984) e Palmeira e Milligan (1989).

1.6. Métodos de avaliação da resistência das interfaces solo-geossintético

1.6.1. Considerações iniciais

Das funções que os geossintéticos exercem, na interacção solo-geossintético, a função de reforço assume elevada importância.

Tal como se referiu atrás, para que as estruturas compósitas de solo reforçado funcionem de forma adequada, é imprescindível fazer com que as tensões se transfiram do solo para o reforço, tal só é possível através das interfaces solo-geossintético. Como tal, torna-se imprescindível conhecer o valor do coeficiente de resistência nas interfaces solo-reforço, para que o dimensionamento seja feito correctamente.

De forma a determinar que geossintéticos aplicar em aterros de resíduos sólidos urbanos (a análise deve ser feita caso a caso), assim como a sua resistência a longo prazo, devem realizar-se ensaios de caracterização do comportamento solo-geossintético.

De uma forma geral, para estudar a mobilização da resistência entre os solos e os reforços, são utilizados os seguintes tipos de ensaios: ensaios de corte directo; ensaios de arranque e métodos indirectos. Mas considera-se que para o caso específico de aterros de resíduos sólidos urbanos, se destacam o ensaio de arranque e uma variante do ensaio de corte directo, o ensaio de corte em plano inclinado (representativo de possíveis mecanismos de rotura nos taludes laterais dos aterros). Os ensaios de corte em plano inclinado e ensaios de arranque, que serão tratados de seguida, permitem analisar e caracterizar o comportamento dos materiais compósitos à tensão-deformação-razão de deformação e a resposta ao arranque.

Nas secções seguintes será feita uma breve descrição destes ensaios, referindo vantagens e inconvenientes dos mesmos.

1.6.2. Ensaios de arranque

Os ensaios de arranque, contrariamente aos de corte directo, não permitem interpretação directa, pois os resultados são facilmente influenciados por alterações nas condições fronteira, pelos procedimentos e pelas condições em que os ensaios forem realizados (Lopes e Ladeira, 1996a e 1996b). Ainda assim, o coeficiente de arranque é determinado com recurso a estes.

Em relação aos geotêxteis, o mecanismo de interacção durante o arranque será idêntico nas duas faces e semelhante ao de corte directo (Jewell, 1996), pelo que não existirá necessidade de realizar novos ensaios, podendo o coeficiente de arranque ser determinado através de ensaios de corte directo, já que o processo para o definir é mais simples.

Nas geogrelhas os mecanismos de interacção em corte directo e em arranque são diferentes, devido à resistência desenvolvida através da mobilização de: impulsos passivos nas barras transversais do reforço; atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha; e do atrito lateral ao longo da superfície da geogrelha (Pinho Lopes, 2006). Para as geogrelhas devido as diferenças existentes entre os ensaios de corte directo e arranque, o coeficiente de arranque apenas poderá ser determinado através de ensaios de arranque (Lopes, 2002).

Visto os ensaios de arranque serem tão sensíveis a alterações, são necessários diversas precauções quer na realização dos ensaios, quer na interpretação dos resultados obtidos. Segundo Juran et al., (1988), os resultados podem ser afectados pelo uso de diferentes equipamentos, pois a cada equipamento estão associados factores diferentes, tais como: condições fronteira; esquemas de colocação e compactação do solo; procedimentos de ensaio.

Este ensaio consiste no arranque do geossintético do interior de uma caixa, cheia de solo, estando o material submetido à acção de uma tensão normal constante (Palmeira e Milligan, 1989; Farrag et al., 1993; Ladeira, 1995; Pinho Lopes, 1998 e 2006; etc.).

Este tipo de ensaio é regido pela norma europeia EN 13738, Geotextiles and geotextile-related products – Determination of pullout resistance in soil (2004).

1.6.3. Ensaio de corte em plano inclinado

Segundo Gourc et al. (1996), o objectivo principal deste ensaio quando foi criado, seria conseguir modelar problemas de estabilidade de camadas superficiais de geossintéticos para taludes muito inclinados, sendo muito útil na análise da estabilidade de um sistema multicamadas ou da fluência das interfaces (para tensões baixas).

Este ensaio veio a revelar muitas outras aplicações, como a análise do comportamento dos geossintéticos quando estes exercem funções de reforço, de entre as quais se podem destacar, a protecção de taludes e de sistemas de impermeabilização de taludes laterais de aterros de resíduos. Nos casos referidos anteriormente, a rotura do geossintético acontece devido à falta de resistência nas interfaces entre os diferentes materiais que constituem os sistemas (simples ou multicamadas) (Pinho Lopes, 2006).

O ensaio de corte em plano inclinado é um ensaio rápido e simples, tornando-se fácil a determinação do comportamento ao corte, para tensões normais baixas, associadas, por exemplo, as fases de construção de algumas estruturas.

Costa Lopes (2001) desenvolveu um equipamento que permite realizar este tipo de ensaios. Na Figura 1.27 é possível observar uma representação esquemática dos aparelhos usados na execução deste tipo de ensaios.

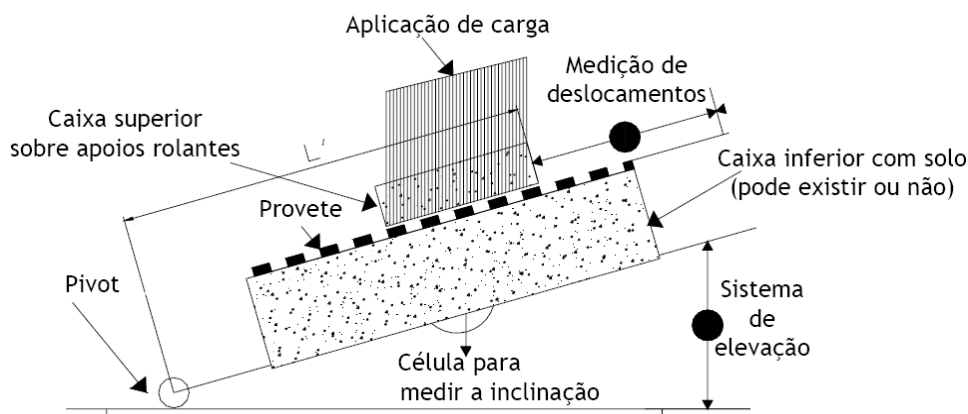


Figura 1.27 - Representação esquemática do aparelho de ensaio de corte em plano inclinado, de acordo com a EN ISO 12 957-2: 2004 (Pinho Lopes, 2006).

Após a realização de ensaios, Gourc et al. (1996) verificaram que o ângulo de atrito da interface para o ensaio de plano inclinado é superior ao obtido em ensaios de corte directo, sendo que a diferença entre eles é menor que 10%.

Este ensaio é regido pela norma EN ISO 12957-2: Geotextiles and geotextile-related products – Determination of friction characteristics – Part 2: inclined plane test (2004).

1.7. Considerações finais

Os geossintéticos podem realizar diversas funções, dependendo das suas propriedades. Para algumas utilizações, estes materiais pode exercer mais do que uma função simultaneamente, pelo que se torna necessário avaliar qual a função que terá mais relevância, estabelecendo uma relação hierárquica entre elas. A escolha e o dimensionamento do geossintético seguirá esse critério, analisando as propriedades e características do mesmo. O processo de escolha e dimensionamento será discutido no capítulo seguinte.

CAPÍTULO 2

DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS CONSTITUINTES

2.1. Considerações gerais

No dimensionamento dos geossintéticos, existem diversos critérios que devem ser considerados, tais como o custo e disponibilidade, a especificação e a função. Neste capítulo atribui-se uma maior relevância ao dimensionamento por especificação, em que se pressupõe o conhecimento das características do local onde serão implantados os geossintéticos, bem como das propriedades específicas destes que permitem a sua correcta selecção e aplicação.

Na continuação apresentam-se as propriedades mais relevantes dos geossintéticos.

2.2. Propriedades relevantes dos geossintéticos

2.2.1. Considerações iniciais

No desempenho eficaz das funções de um geossintético, este deve apresentar um conjunto de propriedades, físicas, hidráulicas, mecânicas e de durabilidade, que devem ser asseguradas após as operações de transporte, colocação em obra e também durante a sua vida útil.

Segundo Lopes (1992), cada tipo de geossintético demonstra características que o destacam para o desempenho preferencial de uma determinada função, para um dado tipo de obra.

As principais propriedades físicas são a massa por unidade de área, a espessura e a densidade relativa dos polímeros que compõem os geossintéticos.

Quanto às propriedades mecânicas temos a resistência à tracção ou compressão (esforços distribuídos), resistência ao rasgamento e ao punçoamento.

As propriedades hidráulicas englobam a dimensão e distribuição das aberturas características dos poros do geossintético, a permissividade e a transmissividade.

Em relação às propriedades relativas à durabilidade, segundo Koerner (2005), podem ser divididas em dois subtipos, relativos à resistência durante o tempo de vida útil e à degradação dos geossintéticos.

A resistência durante o tempo de vida útil inclui a danificação durante a instalação em obra, a fluência, a relaxação de tensões, a abrasão e a fluência em compressão. A resistência à degradação dos geossintéticos contempla a resistência às radiações ultra-violeta, à acção da temperatura, à oxidação, à hidrólise, aos agentes químicos e aos agentes biológicos (Pinho Lopes, 2006).

2.2.2. Propriedades físicas

2.2.2.1. Considerações iniciais

As propriedades físicas gerais dos geossintéticos são a densidade dos polímeros (matéria base dos geossintéticos), a massa por unidade de área e a espessura dos geossintéticos (Pinho Lopes, 2006).

No entanto, existem outras propriedades relevantes consoante o tipo de geossintético, por exemplo para as georredes e geogrelhas, as propriedades relativas ao tipo e forma da estrutura são muito importantes.

Durante a realização de ensaios para avaliar as propriedades dos geossintéticos, é necessário controlar a temperatura e a humidade, pois estes são factores fundamentais que podem levar facilmente à alteração das propriedades das amostras.

2.2.2.2. Densidade dos polímeros

A densidade relativa dos polímeros define-se como a razão entre o peso volúmico dos elementos que constituem o geossintético e o peso volúmico da água a 4°C (Pinho Lopes, 2006).

Os valores mais usuais para a densidade relativa dos polímeros são: 0,91 para o polipropileno; 1,22 a 1,38 para o poliéster; 1,05 a 1,14 para a poliamida e 0,91 a 0,95 para o polietileno. Esta propriedade toma relativa importância na escolha do geossintético, para casos em que após a aplicação em obra, o geossintético fique submerso, já que, se a sua densidade, for abaixo da densidade da água (1,0), este poderá flutuar (Pinho Lopes, 1998 e 2006), o que não será de todo conveniente, pois deixará de executar a tarefa para que foi dimensionado.

2.2.2.3. Massa por unidade de área

A massa por unidade de área dos geossintéticos, usualmente denominada por gramagem, mede a massa de um provete de área conhecida e utiliza como unidades g/m^2 . De uma forma geral, para os geossintéticos, varia entre 100 e 1000 g/m^2 . Os valores comuns para os geotêxteis alternam entre 150 e 750 g/m^2 , enquanto que para as geogrelhas situa-se entre 200 e 1000 g/m^2 (Koerner, 2005).

Através do conhecimento desta propriedade é possível obter indicações sobre os custos do geossintéticos, ou indicações da sua caracterização mecânica (resistência à tracção e ao punçoamento, entre outros) (Pinho Lopes, 2006). A mesma autora refere ainda que uma das principais utilizações da análise da massa por unidade de área, é o controlo de qualidade durante a produção dos geossintéticos, pois permite avaliar a uniformidade do produto (Pinho Lopes, 2006). A Figura 2.1 representa um equipamento que permite a medição da massa por unidade de área.



Figura 2.1 - Equipamento de medição de massa por unidade de área.

2.2.2.4. Espessura

A espessura de um geossintético pode definir-se como a distância entre as suas superfícies inferior e superior, medida a uma determinada pressão (entre os 2,2 e 200 KPa), e é expressa em mm. A pressão usualmente aplicada para a identificação dos produtos é 2 KPa, que corresponderá à espessura nominal (Pinho Lopes, 1998 e 2006).

Os valores característicos de espessura para os geossintéticos situam-se entre os: 0,2 e 5mm para os geotêxteis não tecidos; 0,2 e 1,5mm para os geotêxteis tecidos; 1 e 5mm para as geogrelhas; e 0 e 50mm para as geomembranas.

A espessura influencia directamente as características mecânicas e hidráulicas. Em relação às características mecânicas, a compressibilidade é um factor com algum interesse, pois permite avaliar se um produto é compressível ou colapsível, e como tal,

caracterizar a sua aplicabilidade a uma determinada função. Na Figura 2.2 encontra-se representado um equipamento usado na quantificação da espessura de geossintéticos.



Figura 2.2 - Equipamento de medição da espessura

2.2.3. Propriedades mecânicas

2.2.3.1. Considerações iniciais

De acordo com Shukla (2002), as propriedades mecânicas são importantes nas aplicações em que os geossintéticos executam um papel estrutural, ou onde estes estejam sujeitos a danos de instalação e esforços localizados.

Segundo Lopes (2002), o comportamento mecânico dos geossintéticos, depende principalmente dos seguintes parâmetros: a natureza do polímero constituinte, a estrutura, o método de fabrico, a tensão de confinamento, a razão de deformação, a temperatura, a humidade, o tempo e a susceptibilidade aos agentes químicos e biológicos. Estes parâmetros influenciam directamente, a capacidade resistente dos geossintéticos, aos esforços que lhe são aplicados.

Durante o tempo de vida útil, os geossintéticos são submetidos a esforços de tracção, de punçoamento e de rasgamento. A transmissão das solicitações aos geossintéticos pode acontecer de uma forma dinâmica, em que são transmitidas rapidamente, ou de uma forma estática, em que o geossintético é submetido a uma carga constante ao longo do tempo (Pinho Lopes, 2006).

De seguida analisam-se algumas das principais características das propriedades mecânicas.

2.2.3.2. Resistência à tracção

O comportamento dos geossintéticos à tracção traduz-se geralmente por uma curva em que se encontra relacionada a resistência à tracção (força por unidade de largura) (em KN/m), com as extensões (adimensionais, frequentemente em percentagem) (Pinho Lopes, 2006). Caso se pretenda obter as tensões a que o geossintético está submetido, basta dividir a resistência à tracção obtida anteriormente, pela espessura do geossintético. O método de obtenção das tensões anteriormente descrito, não é vulgarmente utilizado, pois a espessura dos geossintéticos pode variar muito, com a aplicação das cargas, que originam as extensões.

Das curvas carga-extensão dos geossintéticos (Figura 2.3) é possível determinar a resistência à tracção, a extensão na rotura e o módulo de rigidez (razão resistência à tracção e a extensão).

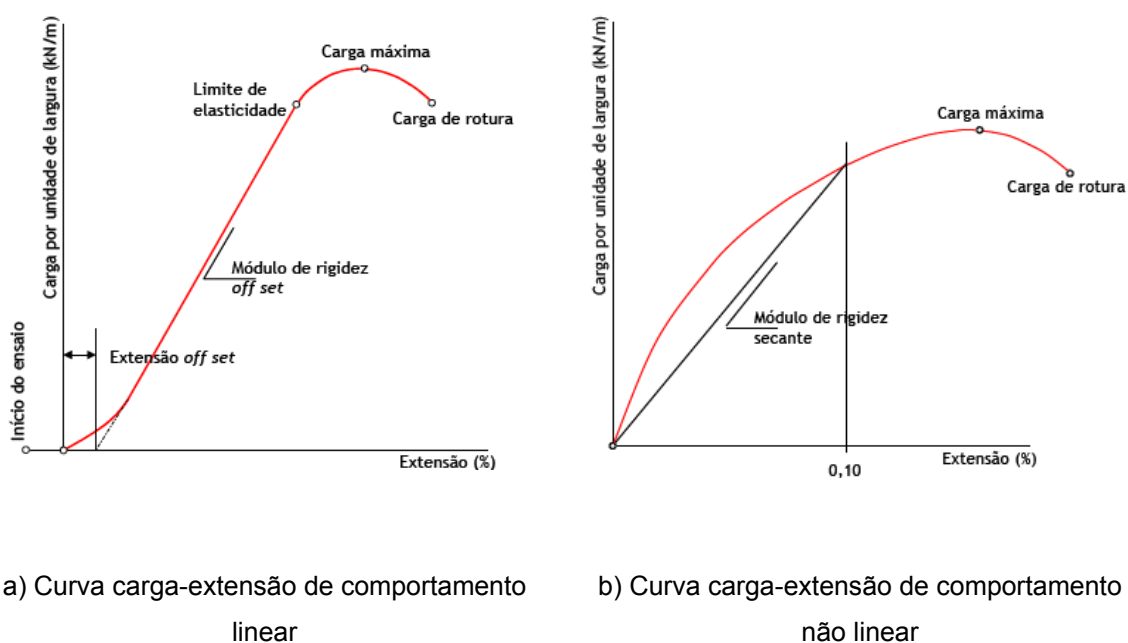


Figura 2.3 – a) e b) curvas típicas de carga-extensão de geossintéticos.

Os factores que influenciam particularmente a extensão e a resistência à tracção (a curto prazo) são: as propriedades relativas ao material (propriedades dos polímeros); a estrutura dos geossintéticos; a forma como a carga é aplicada; a razão de deformação; a temperatura; e a tensão de confinamento (Lopes, 1992).

Pinho Lopes (2006) afirma que, de uma forma resumida, a deformação total de um geossintético é constituída por duas partes: a primeira relativa à deformação dos componentes do geossintético, e a segunda devido à deformação estrutural.

Cada tipo de geossintético sofre mais influências por uma das partes da deformação. Como exemplo, referem-se os geotêxteis tecidos e as geogrelhas, mais influenciáveis pela deformação dos seus componentes, e os geotêxteis não tecidos e os geocompósitos, em que se verifica um predomínio da deformação estrutural (Lopes, 1992).

De seguida, apresenta-se a Figura 2.4 que mostra a relação entre a resistência à tracção e a extensão (a curto prazo), para diversos tipos de geossintéticos.

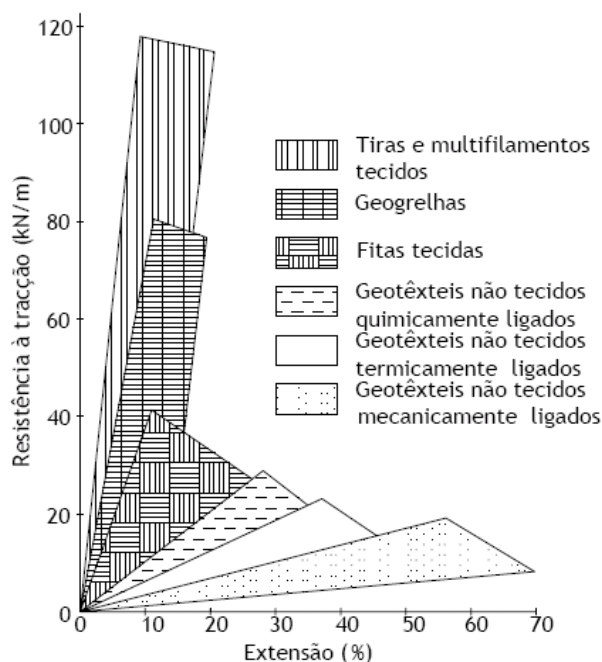


Figura 2.4 – Propriedades típicas de alguns geossintéticos, adaptado de Shukla (2002) por Pinho Lopes (2006).

Actualmente, com o desenvolvimento dos geossintéticos, no sentido de criar uma melhor adaptação às funções para que são dimensionados, estes podem atingir valores de resistência à tracção muito elevados, podendo chegar aos 1000KN/m.

Na Figura 2.5 está representado o equipamento usado nos ensaios de tracção a geossintéticos.



Figura 2.5 – Equipamento de tracção

2.2.3.3. Resistência ao rasgamento

O rasgamento do geossintético, também pode ser definido como a rotura progressiva deste. A rotura resulta de acções locais de perfuração, e acções globais de tracção, ambas expressas em KN.

Os geossintéticos, durante a instalação, sofrem tensões que podem levar ao seu rasgamento, pelo que se torna necessário avaliar a sua capacidade resistente a este tipo de danificação.

Actualmente os ensaios a este tipo de tensão estão a cair em desuso, pelo que não existe uma norma europeia. Os ensaios realizados são feitos com base na ASTM (ASTM D 4533 – 04).

2.2.3.4. Resistência ao punçoamento

No processo de instalação dos geossintéticos em obra, podem formar-se tensões de punçoamento, que podem levar à rotura destes. A rotura pode ser originada essencialmente por três mecanismos: perfuração; punçoamento; ou rebentamento.

As solicitações impostas pelos esforços de punçoamento podem ser concentradas, estáticas ou dinâmicas.

Dependendo do mecanismo que dá origem à rotura, a resistência ao punçoamento pode ser um comprimento, uma força ou uma pressão (Pinho Lopes, 1998).

2.2.4. Propriedades hidráulicas

2.2.4.1. Considerações iniciais

As propriedades hidráulicas mais importantes são a distribuição e dimensão das aberturas e as permeabilidades normal (permissividade) e ao longo do seu plano (transmissividade) (Paula, 2003).

Pode-se concluir que as propriedades hidráulicas dos geossintéticos são mais influenciadas pelo processo de fabrico, do que pelo tipo de polímero.

2.2.4.2. Dimensão e distribuição das aberturas

A distribuição e dimensão das aberturas, são propriedades essenciais na utilização dos geossintéticos como filtros (Pinho Lopes, 2006).

Em alguns tipos de geossintéticos, a medição das aberturas pode ser realizada de uma forma directa, dado que as aberturas são uniformes. Este é o caso das geogrelhas e das georredes. Por outro lado, geossintéticos como os geotêxteis (tecidos ou não tecidos), não possuem uma abertura específica, mas sim um intervalo de tamanhos (Pinho Lopes, 2006).

A representação do intervalo de tamanhos (porometria) é conseguida através de curvas semelhantes às curvas de granulometria de um solo. Através da análise da curvas, retira-se o parâmetro O_n , que permite saber a dimensão que é maior que uma determinada percentagem n das aberturas do geotêxtil (Pinho Lopes, 2006). Pode considerar-se bem graduado, um geotêxtil com um $O_{90\%}$ menor que dez vezes o diâmetro médio em percentagem ($O_{90\%} < 10 \cdot d_{50\%}$). É possível visualizar uma distribuição típica de passados de geotêxteis na Figura 2.6.

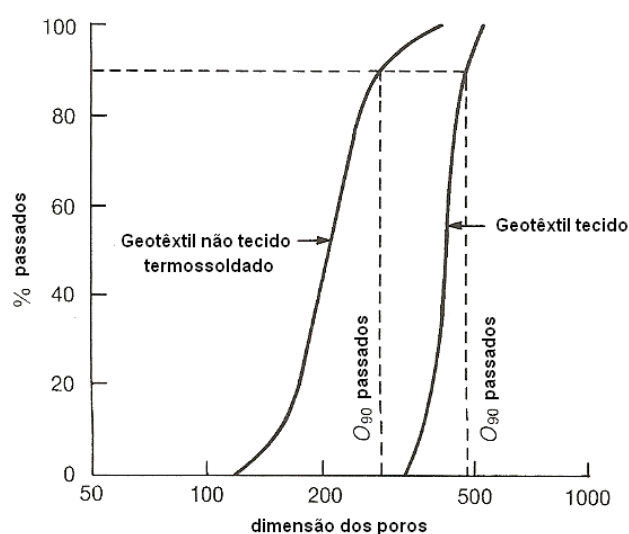


Figura 2.6 – Distribuição típica de passados de geotêxteis, adaptado de Shukla (2002).

O diâmetro das aberturas tem como unidades mm ou μm , e habitualmente encontra-se entre 0,06 e 0,15mm para geotêxteis não tecidos e entre 0,05 e 1,5mm para os geotêxteis tecidos.

2.2.4.3. Permissividade

Uma das mais importantes funções dos geossintéticos (nomeadamente dos geotêxteis) é a filtração. Durante a filtração, o geotêxtil retém as partículas sólidas, mas permite o escoamento dos líquidos, numa direcção normal ao seu plano. A este fenómeno dá-se o nome de permissividade.

A permissividade depende essencialmente da distribuição e dimensão das aberturas do geossintético. Esta propriedade geralmente, é expressa em s^{-1} .

A permissividade pode ser quantificada através do coeficiente de Darcy.

$$\psi = \frac{k_n}{t} \quad (2.1)$$

em que:

ψ Permissividade (s^{-1})

k_n Permeabilidade normal ao plano do geossintético (m/s)

t Espessura (m)

2.2.4.4. Transmissividade

A transmissividade de um geossintético é simplesmente o produto entre a permeabilidade e a espessura, e é expressa em m²/s.

$$\theta = k_p t \quad (2.2)$$

Em que:

θ Transmissividade

k_p Coeficiente de permeabilidade no plano do geossintético (m/s)

t Espessura

Segundo Shukla (2002), a transmissividade pode ser definida como a proporção volumétrica do fluxo de água por unidade de largura do geossintético, por unidade de declive hidráulico, em condições de fluxo laminar dentro do plano do geossintético.

A transmissividade depende essencialmente da espessura, da pressão aplicada no geossintético, da distribuição e da dimensão das aberturas (Pinho Lopes, 2006).

Os geossintéticos para os quais esta propriedade é mais relevante são os geotêxteis e as georredes, pois exercem frequentemente a função de drenagem (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Classificação da transmissividade dos geossintéticos, adaptado de Pinho Lopes, 1999.

Tipo de geossintético	Transmissividade
Geotêxtil tecido termicamente ligado	Baixa
Geotêxtil não tecido termicamente ligado	Baixa
Geotêxtil não tecido agulhado	Elevada
Geotêxtil tricotado	Elevada
Georredes	Elevada

A transmissividade varia consoante a pressão a que o geossintético está submetido. Usualmente, a transmissividade aumenta proporcionalmente ao aumento da pressão, pelo que, na medição desta propriedade se fazem diversas leituras, para diferentes pressões.

Na imagem seguinte (Figura 2.7) pode-se visualizar um equipamento que permite a análise da transmissividade dos geossintéticos.



Figura 2.7 – Equipamento de medição da transmissividade dos geossintéticos.

2.2.5. Propriedades relativas à durabilidade

2.2.5.1. Considerações iniciais

A durabilidade dos geossintéticos traduz-se na capacidade do material conservar as suas propriedades essenciais, ao longo da vida útil, apesar da acção dos agentes degradativos.

A resistência e a degradação das propriedades (comportamento ao deslizamento, resistência à abrasão, capacidade de fluxo a longo prazo, durabilidade - sobrevivência e longevidade da construção, etc.) dos geossintéticos estão relacionadas com o seu comportamento durante as condições de serviço, ao longo do tempo (Shukla, 2002).

Koerner (2005) divide as propriedades referentes à durabilidade dos geossintéticos em dois grupos: o primeiro contém as propriedades relativas à resistência durante a vida útil, e a segunda, as propriedades devidas à degradação dos geossintéticos.

O primeiro grupo contém, a danificação decorrente da instalação em obra, a fluência, a relaxação de tensões, a abrasão e a fluência em compressão. Enquanto que o segundo inclui a resistência às radiações ultra-violeta, à acção da temperatura, à oxidação, à hidrólise, aos agentes químicos e aos agentes biológicos.

2.2.5.2. Resistência durante o tempo de vida útil, “endurance”

- Danificação durante a instalação em obra

Segundo Koerner (2005), os esforços aplicados nos geossintéticos durante a sua instalação, claramente podem produzir danos graves. Nesses casos, corre-se o risco da instalação provocar mais danos, que os considerados no dimensionamento, fazendo com que os geossintéticos não tenham capacidade para desempenhar correctamente as suas funções.

- Fluência

De acordo com Sawicki (2000), a fluência depende do tempo, e caracteriza-se por um aumento gradual da extensão de um material, ao longo do tempo, quando este estiver sujeito a cargas constantes. Shukla (2002) salienta a importância do tipo de polímero e da temperatura ambiente, no comportamento do material à fluência. O comportamento dos geossintéticos é ainda influenciado pela sua estrutura.

Os polímeros que compõem os geossintéticos são matérias de comportamento elasto-viscoplásticos, logo após um longo período de deformação imposta por cargas constantes, atinge a rotura. A rotura é causada por um acréscimo gradual da força, causando um decréscimo gradual da resistência, e quando atinge o ponto de deformação máxima ocorre a rotura.

Na imagem abaixo (Figura 2.8) estão representados diversos sistemas que permitem induzir um estado de tensão constante nos geossintéticos, de forma a provocar nestes fenómenos de fluência.



Figura 2.8 – Equipamentos para medição da fluência nos geossintéticos, por Pinho Lopes, 2006.

- Relaxação de tensões

A rotura por relaxação usualmente ocorre devido à acção de solicitações sucessivas (como o tráfego, por exemplo). Dos principais factores de influência dos geossintéticos, verificou-se que a estrutura deste é mais sensível à relaxação que o polímero que os constitui (Pinho Lopes, 1998).

- Abrasão

Shukla (2002) define a abrasão como o desgaste do geossintético, em resultado da sua fricção contra uma superfície, e leva a uma diminuição da resistência destes. Na Figura 2.9 está esquematizado um sistema de indução de desgaste por abrasão nos geossintéticos.

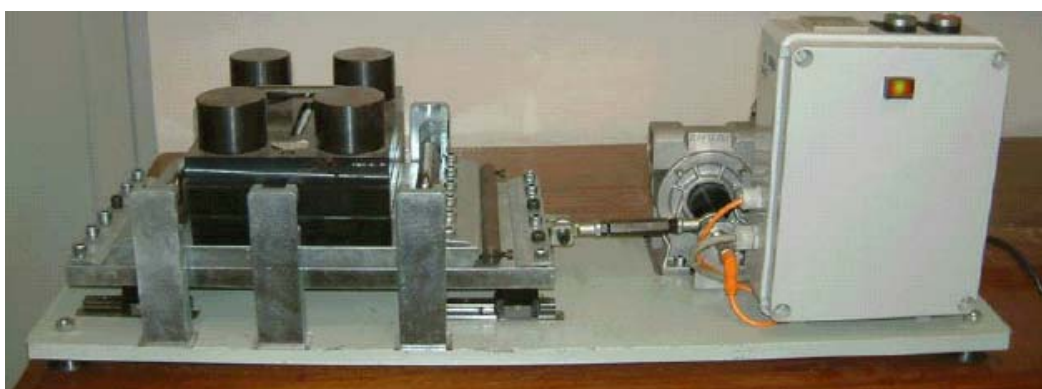


Figura 2.9 – Equipamento que permite a avaliação da resistência à abrasão dos geossintéticos, por Pinho Lopes, 2006.

- Fluência em compressão

A fluência em compressão vai indicar como se processa a deformação resultante pelo tempo e pelas cargas aplicadas (normais e de corte). Esta propriedade é bastante relevante em situações em que o geossintético possui a função de drenagem, pois com a diminuição da espessura e consequentemente da transmissividade (devido às cargas a que estão sujeitos), este pode ficar incapacitado de exercer a sua função.

2.2.5.3. Resistência aos agentes de degradação

Nesta secção abordar-se-ão os principais mecanismos que afectam a durabilidade dos geossintéticos, que são: a degradação fotoquímica, a degradação térmica, a degradação química e a degradação biológica.

- Degradação fotoquímica

Os comprimentos de onda das radiações solares que chegam à superfície da terrestre, geralmente são superiores a 300nm. Como a energia da radiação é inversamente

proporcional ao seu comprimento de onda, estas vão provocar a quebra de grande parte das ligações dos polímeros.

As restantes radiações (visível e infravermelha), vão provocar efeitos nocivos nos geossintéticos, como o aumento da temperatura, que vão acelerar as reacções químicas que ocorrem durante a degradação. As acções adicionais de oxigénio devidas às elevadas temperaturas, e à presença de humidade, por sua vez aceleram o processo de degradação do polímero.

Devido aos efeitos negativos das radiações solares, os geossintéticos (compostos por polímeros) não devem ser expostos ao sol, devem ser protegidos por revestimentos que impeçam a entrada dos raios, e na aplicação em obra, devem ser aplicados com a maior rapidez possível.

- Degradação térmica

A presença de oxigénio provoca uma aceleração das reacções químicas, pelo que consequentemente vai favorecer o processo de degradação dos polímeros. Em geral, devido a uma acção conjugada do oxigénio com a temperatura, ocorre uma degradação termo-oxidativa. Em situações em que o geossintético esteja submerso em água, esta reacção será minimizada, pois existe uma menor quantidade de oxigénio.

- Degradação química

Alguns dos principais agentes causadores da degradação química são: o oxigénio; os iões metálicos; os ácidos; as bases; os solventes; e a água.

Os agentes apresentados anteriormente são responsáveis por graves alterações moleculares, incluindo a quebra destas, levando a uma diminuição do comprimento das cadeias moleculares, alteração química das cadeias, incorporação de iões estranhos nas cadeias, formação de espécies quimicamente activas, rotura das cadeias, etc. (Pinho Lopes, 2006).

Monteiro (1998) concluiu que para geotêxteis, a acção degradativa dos ácidos e das bases tinha uma menor relevância, em comparação com a dos agentes atmosféricos e da temperatura. Pelo que, se verifica a necessidade de incorporar aditivos nos polímeros. Estes aditivos podem ser estabilizantes térmicos, anti-UV e anti-oxidantes.

- Degradação biológica

Nos maciços terrosos existem microorganismos que causam a degradação biológica dos plásticos. Estes microorganismos podem actuar de uma forma directa sobre a base dos plásticos, incidir em determinados aditivos presentes nestes, ou causar o desenvolvimento de produtos agressivos para os plásticos.

Relativamente aos polímeros que habitualmente constituem os geossintéticos, verificou-se através de estudos realizados anteriormente, que estes resistem bem às acções biológicas, pois os microorganismos tendem a consumir unicamente as fracções poliméricas de muito baixo peso molecular. Verificou-se ainda que os produtos relacionados (georredes, geogrelhas, etc.) possuem melhores características de durabilidade do que os geotêxteis convencionais, pois são produzidos com materiais mais grosseiros, sendo-lhes adicionada uma quantidade significativa de carbono.

2.2.6. Normas

No Quadro 2.2 encontram-se as normas aplicáveis actualmente, na realização de ensaios usados para determinar as diversas propriedades dos geossintéticos.

Quadro 2.2 – Normas em vigor para ensaios das principais propriedades.

Propriedades			Normas	
Físicas		Densidade relativa dos polímeros Massa por unidade de área Espessura	ASTM D792 e D1505 NP EN ISO 9864:2006 (Ed. 1) EN ISO 9863-1 (EN 964-1 rev)	
Hidráulica		Distribuição e dimensão das aberturas Permissividade Transmissividade	NP EN ISO 12956:2006 (Ed. 1) NP EN ISO 11058: 2003 NP EN ISO 12958	
Mecânicas		Comportamento à tracção		NP EN ISO 10319
		Resistência ao punçoamento	Ensaio de perfuração dinâmica	EN ISO 13433:2006 (Ed. 1)
			Ensaio de punçoamento estático	EN ISO 12236:2006 (Ed. 2)
			Eficiência de geossintéticos na protecção de geomembranas	NP EN ISO 13428:2007 (Ed. 1)
		Resistência ao rasgamento		ASTM D 4533 – 91, reprovada em 1996
		Atrito nas interfaces	Corte directo Arranque Corte em plano inclinado	NP EN ISO 12957-2:2007 (Ed. 1) NP EN 13738:2007 (Ed. 1) NP EN ISO 12957-2:2007 (Ed. 1)
De Durabilidade	Resistência durante o tempo de vida útil, “endurance”		Danificação durante a instalação em obra	EN ISO 10722:2007 (Ed. 1)
		Fluência e rotura em fluência	EN ISO 13431:1999 (Ed. 1)	
		Relaxação de tensões	Não existe procedimento normalizado	
		Abrasão	NP EN ISO 13427:2006 (Ed. 1)	
	Fluência em compressão	EN 1897:2001 (Ed. 1)		
	Resistência aos agentes de degradação	Agentes atmosféricos	EN 12224: 2000	
		Degradação química	ISO/TR 12960: 1998	
		Degradação biológica	ISO 13438: 2004	

2.3. Caracterização dos componentes de um aterro

2.3.1. Sistema de impermeabilização da base

2.3.1.1. Geomembrana

Segundo Koerner (2005), o dimensionamento da geomembrana pode ser realizado com recurso à análise das deformações que ocorrem na superfície do solo, durante o período de utilização. Estas deformações estão relacionadas com diversos factores, tais como assentamentos diferenciais, assentamentos localizados em zonas de solos menos compactos abaixo da geomembrana, perturbação dos solos causada por sismos, entre outros.

De seguida analisar-se-á um modelo de cálculo baseado no assentamento do solo, devido à existência de forças normais à superfície, que criam esforços de tracção na geomembrana, sendo este tipo de solicitação, o mais usual.

A Figura 2.10 representa um perfil tipo dos esforços de tracção, considerados no dimensionamento de uma geomembrana sujeita a uma situação de aterro.

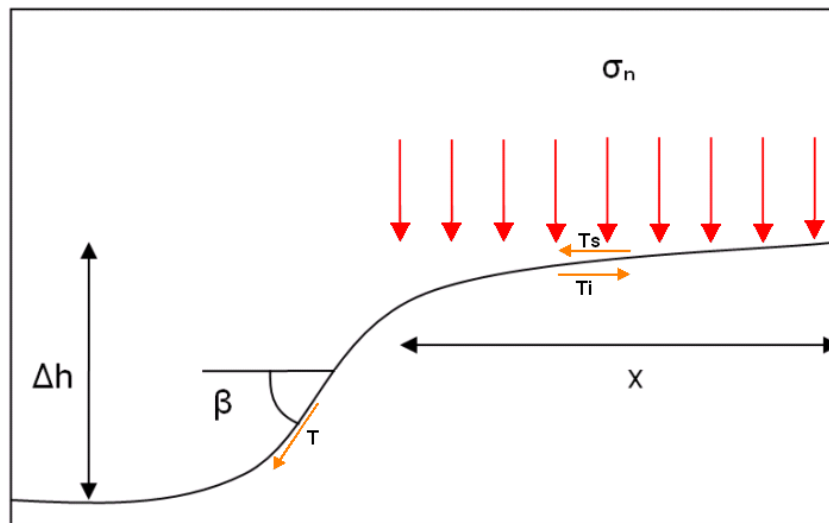


Figura 2.10 – Perfil tipo dos esforços de tracção a que uma geomembrana está sujeita.

$$T_{gm} = \sigma_{adm} \times t \quad (2.3)$$

σ_{adm} Tensões admissíveis na geomembrana

t Espessura da geomembrana

T_{gm} Força de tracção na geomembrana

A componente horizontal dos esforços de tracção é equilibrada pelas tensões de corte mobilizadas no comprimento de amarração.

$$\Sigma F_x = 0 \Leftrightarrow T \cos \beta = T_s + T_i + T_v \Leftrightarrow T \cos \beta = \sigma_n \operatorname{tg} \delta_s x + \sigma_n \operatorname{tg} \delta_i x + \frac{1}{2} \left(\frac{2T \operatorname{sen} \beta}{x} \right) x \operatorname{tg} \delta_i \quad (2.4)$$

Em que:

$$T_s = \sigma_n \operatorname{tg} \delta_s x$$

$$T_i = \sigma_n \operatorname{tg} \delta_i x$$

$$T_v = \frac{1}{2} \left(\frac{2T \operatorname{sen} \beta}{x} \right) x \operatorname{tg} \delta_i$$

δ_s Ângulo de atrito entre a geomembrana e o material sobrejacente

δ_i Ângulo de atrito entre a geomembrana e o material subjacente

β Ângulo de assentamento

T_s Resistência ao corte mobilizada na face superior da geomembrana

T_i Resistência ao corte mobilizada na face inferior da geomembrana

T_v Resistência ao corte mobilizada devida à componente vertical de T

x Distância de mobilização da deformação da geomembrana

Na simplificação anterior assume-se que a componente vertical de força de tracção na geomembrana é dissipada ao longo do comprimento x . Da igualdade anterior resulta:

$$T = \frac{\sigma_n x (\operatorname{tg} \delta_s + \operatorname{tg} \delta_i)}{\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \operatorname{tg} \delta_i} \quad (2.5)$$

Voltando à igualdade descrita em (2.3), vem que:

$$t_{req} = \frac{\sigma_n x (\operatorname{tg} \delta_s + \operatorname{tg} \delta_i)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \operatorname{sen} \beta \operatorname{tg} \delta_i)} \quad (2.6)$$

Assim sendo, o factor de segurança para a geomembrana na base será:

$$FS = \frac{\theta_{adm}}{\theta_{req}} \quad (2.7)$$

FS Factor de segurança

θ_{adm} Espessura admissível

θ_{req} Espessura requerida

2.3.1.2. Geotêxtil de protecção

O dimensionamento do geotêxtil de protecção deve de ser realizado de forma a protegê-lo dos esforços de punçoamento e rasgamento, para que este tenha capacidade para proteger devidamente a geomembrana.

- Massa por unidade de área

$$FS = \frac{p_{adm}}{p} \quad (2.8)$$

FS Factor de segurança ao punçoamento;

p Tensão actuante devida ao conteúdo do aterro (kPa);

p_{adm} Tensão máxima admissível para diferentes tipos de geotêxteis e para as condições *in situ* (kPa);

Pelas normas americanas ASTM vem que:

$$p_{adm} = \left(50 + 0.00045 \frac{M}{H^2} \right) \left(\frac{1}{MF_S \times MF_{PD} \times MF_A} \right) \left(\frac{1}{CS_{FLU} \times CS_{QB}} \right) \quad (2.9)$$

M Massa por unidade de área (g/m²);

H Altura das partículas de agregado (m);

MF_S Factor de forma das partículas;

MF_{PD} Factor de densidade;

MF_A Factor de efeito de arco;

CS_{FLU} Coeficiente de redução para cargas constantes;

CS_{BeQ} Coeficiente de redução para agentes químicos e biológicos à temperatura de serviço;

O conjunto dos factores MF, relativos às partículas só deverá atingir valores menores ou iguais a um (MF ≤ 1,0).

Os coeficientes de segurança parciais (CS) deverão ser superiores ou iguais a um (CS ≥ 1,0).

Para determinar o valor da tensão máxima admissível, devido ao elevado número de incógnitas, será necessário arbitrar um dos factores. Para tal, existem duas formas: arbitrar a massa por unidade de área (m.u.a.) e determinar o factor de segurança (FS); ou arbitrar o factor de segurança (FS) e determinar a massa por unidade de área (m.u.a.).

- Resistência ao punçoamento

$$F_p = \frac{\pi d_{50}^2 p_{adm}}{4} \quad (2.10)$$

F_p Força de punçoamento

$$F_{CBR} = \frac{F_p D_p}{S d_{50}} \quad (2.11)$$

F_{CBR} Força de punçoamento do ensaio CBR

D_p Diâmetro do pilão de ensaios

S Coeficiente de forma

- Resistência ao rasgamento

$$F_{Rasg} = \pi d_{50}^2 p_{adm} (1 - MF_s) \quad (2.12)$$

F_{Rasg} Força de rasgamento

2.3.2. Sistema de impermeabilização da base - taludes laterais

2.3.2.1. Talude lateral não reforçado

Na Figura 2.11 estão representadas os esforços presentes num talude lateral em que não exista reforço.

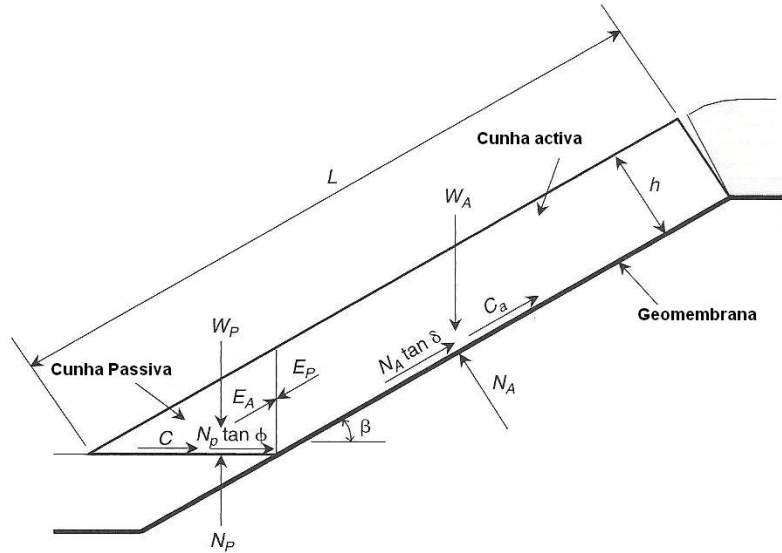


Figura 2.11 – Corte tipo de um talude lateral não reforçado, adaptado de Koerner (2005).

As expressões usadas para determinar o factor de segurança, quando se considerando a cunha activa e passiva, respectivamente, podem ser obtidas da forma que se segue. O factor de segurança é obtido através do equilíbrio entre as forças das zonas activas e passivas.

$$W_A = \gamma h^2 \left(\frac{L}{h} - \frac{1}{\sin \beta} - \frac{\tan \beta}{2} \right) \quad (2.13)$$

$$N_A = W_A \cos \beta \quad (2.14)$$

$$C_A = c_a \left(L - \frac{h}{\sin \beta} \right) \quad (2.15)$$

$$E_P = \frac{C + W_P \tan \phi}{\cos \beta (FS) - \sin \beta \tan \phi} \quad (2.16)$$

$$W_P = \frac{\gamma h^2}{\sin 2\beta} \quad (2.17)$$

$$N_p = W_p + E_p \sin \beta \quad (2.18)$$

$$C_p = \frac{c h}{\sin \beta} \quad (2.19)$$

Em que:

W_A	Peso total da zona activa	W_p	Peso total da zona passiva
γ	Peso unitário da cobertura do solo	h	Espessura da cobertura do solo
β	Ângulo do talude abaixo da geomembrana	L	Comprimento do declive medido ao longo da geomembrana
N_A	Força normal efectiva para a rotura da zona activa	N_p	Força normal efectiva para a rotura da zona passiva
C_A	Força devida à adesão entre solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana	E_p	Força da cunha activa que actua na cunha passiva
c_a	Adesão entre solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana	C_p	Adesão entre solo de cobertura da cunha passiva e a geomembrana

E onde:

$$a = (W_A - N_A \cos \beta) \cos \beta \quad (2.20)$$

$$b = [(W_A - N_A \cos \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_A \tan \delta + C_A) \sin \beta \cos \beta + \sin \beta (C_p + W_p \tan \phi)] \quad (2.21)$$

$$c = (N_A \tan \delta + C_a) \sin^2 \beta \tan \phi \quad (2.22)$$

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2.23)$$

ϕ Ângulo de atrito do solo de cobertura;

δ Ângulo de atrito da interface do solo de cobertura com a geomembrana;

FS Factor de segurança.

2.3.2.2. Talude lateral reforçado

Na Figura 2.12 estão representadas os esforços presentes num talude lateral reforçado com uma geogrelha.

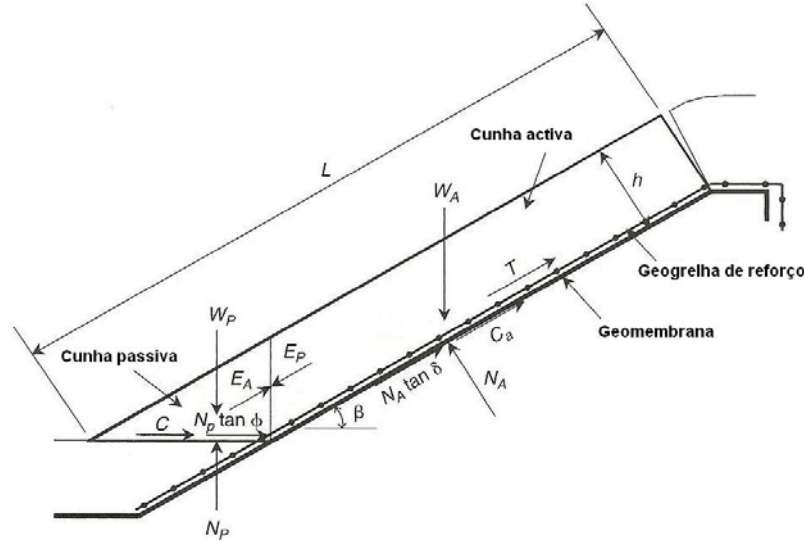


Figura 2.12 – Corte tipo de um talude lateral reforçado, adaptado de Koerner (2005).

De seguida apresentam-se as expressões usadas para determinar o factor de segurança, quando se considerando a cunha activa e passiva, respectivamente, podem ser obtidas da forma que se segue. O factor de segurança é obtido através do equilíbrio entre as forças das zonas activas e passivas.

$$W_A = \gamma h^2 \left(\frac{L}{h} - \frac{1}{\sin \beta} - \frac{\tan \beta}{2} \right) \quad (2.24)$$

$$N_A = W_A \cos \beta \quad (2.25)$$

$$C_A = c_a \left(L - \frac{h}{\sin \beta} \right) \quad (2.26)$$

$$T_{disp} = \frac{T_{ult}}{\prod_i CS_i} \quad (2.27)$$

$$W_P = \frac{\gamma h^2}{\sin 2\beta} \quad (2.28)$$

$$N_P = W_P + E_P \sin \beta \quad (2.29)$$

$$C_p = \frac{c h}{\text{sen} \beta} \quad (2.30)$$

W_A	Peso total da zona activa	W_p	Peso total da zona passiva
γ	Peso unitário da cobertura do solo	h	Espessura da cobertura do solo
β	Ângulo do talude abaixo da geomembrana	L	Comprimento do declive medido ao longo da geomembrana
N_A	Força normal efectiva para a falência da zona activa	N_p	Força normal efectiva para a falência da zona passiva
C_A	Força adesiva entre solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana	E_p	Força da cunha activa que actua na cunha passiva
c_a	Adesão entre solo de cobertura da cunha activa e a geomembrana	C_p	Adesão entre solo de cobertura da cunha passiva e a geomembrana
T_{disp}	Valor de cálculo da tensão na força na geogrelha	T_{ult}	Força de rotura na geogrelha
$\prod CS$	Produto dos coeficientes de redução		

$$a = (W_A - N_A \cos \beta - T \text{sen} \beta) \cos \beta$$

$$b = \left[(W_A - N_A \cos \beta - T \text{sen} \beta) \text{sen} \beta \text{tg} \phi + (N_A \text{tg} \delta + C_A) \text{sen} \beta \cos \beta + \text{sen} \beta (C_p + W_p \text{tg} \phi) \right]$$

$$c = (N_A \text{tg} \delta + C_A) \sin^2 \beta \text{tg} \phi$$

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

ϕ Ângulo de atrito do solo de cobertura;

δ Ângulo de atrito da interface do solo de cobertura com a geomembrana;

FS Factor de segurança.

2.3.2.3. Elementos de reforço

Embora na secção anterior se tenha utilizado uma geogrelha como elemento de reforço, podem ser usados outros materiais. Os elementos mais comuns são geogrelhas ou geotêxteis.

De facto, o sistema de reforço dos geossintéticos consiste na introdução de um elemento de reforço, muitas vezes uma geogrelha ou um geotêxtil, colocados em planos horizontais ou em planos inclinados de forma a resistir aos movimentos do solo.

As geogrelhas permitem a transmissão dos esforços para o solo através da resistência passiva do solo para os elementos transversais da grelha e através do atrito entre o solo e as geogrelhas. Já os geotêxteis transferem os esforços para o solo unicamente através de fenómenos de atrito superficial.

No dimensionamento dos geossintéticos de reforço devem-se considerar os esforços a que estes estarão submetidos a longo prazo, assim como os efeitos relativos à durabilidade, tais como a danificação durante a instalação, a degradação química e biológica, entre outros.

2.3.3. Sistema de impermeabilização da cobertura

2.3.3.1. Geomembrana

No dimensionamento de uma geomembrana de cobertura de um aterro de resíduos sólidos urbanos, têm que ser considerados diversos esforços relativos aos solos e a possíveis sobrecargas superficiais. Tais esforços encontram-se representados na Figura 2.13.

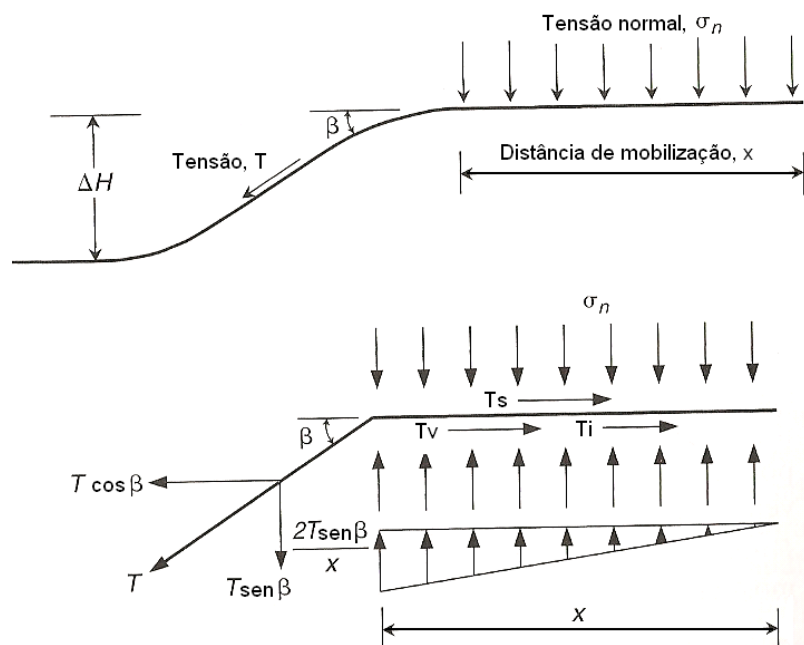


Figura 2.13 – Modelo de dimensionamento em que estão representadas as forças usadas no cálculo da geomembrana, adaptado de Koerner (2005).

$$T_{adm} \cos \beta = T_s + T_i + T_v - P_A + P_B \quad (2.31)$$

A parcela T_s pode ser desprezada quando existem fendas de tracção na cobertura.

$$T_{adm} = \sigma_{adm} e \quad (2.32)$$

$$T_i = \sigma_n \operatorname{tg} \delta_i x \quad (2.33)$$

$$T_v = \frac{1}{2} \left(\frac{2T \operatorname{sen} \beta}{x} \right) \operatorname{tg} \delta_i x \quad (2.34)$$

$$P_A = \left(\frac{1}{2} \gamma d \right) k_a d + \sigma_n k_a d \Leftrightarrow P_A = \left(\frac{1}{2} \gamma d + \sigma_n \right) k_a d \quad (2.35)$$

$$P_p = \left(\frac{1}{2} \gamma d + \sigma_n \right) k_p d \quad (2.36)$$

P_a Pressões activas exercidas sobre o aterro de uma vala de ancoragem

P_p Pressões passivas exercidas sobre o aterro de uma vala de ancoragem

k_a Coeficiente de impulso activo

k_p Coeficiente de impulso passivo

2.4. Danificação durante a instalação em obra de geossintéticos

2.4.1. Considerações iniciais

Segundo Greenwood (1998), a danificação mecânica sofrida durante a instalação, é praticamente inevitável.

As operações de transporte e colocação em obra dos geossintéticos, quando bem executadas permitem aos mesmos, evitar grande parte da perda de resistência à tracção, de deformabilidade e de estabilidade em relação à temperatura e às radiações ultravioletas. No entanto, tal como se verificou através da análise de diversos casos práticos, ocorre sempre uma ligeira degradação das propriedades dos geossintéticos. Pelo que se torna fundamental contabilizar a DDI.

Na instalação em obra de geossintéticos, a danificação provem essencialmente da operação de colocação e compactação do material de aterro, próximo dos geossintéticos, podendo assim levar à redução das suas propriedades e em diversos casos ao aparecimento de defeitos pontuais (Pinho Lopes, 2006).

Para a análise da degradação de um geossintético, devem ter-se em conta, o ambiente em que este vai estar inserido, o tipo de geossintético e o polímero constituinte (polímero base + aditivo). Diversas situações de falha do funcionamento de um geossintético não estão directamente relacionadas com a durabilidade do mesmo, mas com outros problemas, tais como a incorrecta ou inexistente definição dos valores das propriedades fundamentais exigidas à função em causa (Monteiro, 1998).

2.4.2. Mecanismos de danificação mecânica

A danificação mecânica é a principal causa da alteração das propriedades dos geossintéticos a considerar, em casos de aplicações de geossintéticos, com um tempo de vida útil a variar entre 10 e 100 anos (Greenwood, 1998).

A colocação do geossintético não deve ser realizada, sem que anteriormente o terreno tenha sido preparado, ou seja, é necessária uma prévia decapagem e preparação da superfície. Esta preparação do terreno varia consoante o tipo de aplicação e a sua longevidade, entre outros. Na Figura 2.14 está representada uma incorrecta preparação do terreno.



Figura 2.14 – Exemplo de má preparação do terreno, e suas consequências, Fibertex (2007), disponível em www.fibertex.com.

Geralmente, a colocação do geossintético, espalhamento da camada de aterro e sua compactação, não são efectuadas com o rigor e delicadeza recomendadas. Existem ainda outros factores muito importantes, tais como: o equipamento de construção, os procedimentos aplicados e as condições climatéricas.

De acordo com Watn e Chew (2002), o mecanismo e o nível de danificação são influenciados pelas características do geossintético e pelas condições dos elementos que o rodeiam.

As tensões que se geram durante a instalação, habitualmente resultam em fenómenos que podem ser: de abrasão, de punçoamento, de rotura em tensão, corte de fibras e rasgamento.

Frequentemente, como forma de ultrapassar estes problemas, aplicam-se geossintéticos mais robustos do que seria necessário. Este tipo de solução, além de representar um acréscimo de custos elevado, nem sempre se revela uma boa solução, pois apesar de mais robustos, os geossintéticos continuam a sofrer danificações durante a sua instalação, o que pode levar à falência da execução das suas funções. Assim, diversos autores têm procurado avaliar as perdas das propriedades associadas à instalação em obra do geossintético, de forma a realizar um correcto dimensionamento dos mesmos. No Quadro 2.3 estão representadas algumas consequências da danificação durante a instalação (DDI) versus função do geossintético.

Quadro 2.3 - Consequências da danificação durante a instalação versus função do geossintético, adaptado de Paula, 2003.

Aplicação do Geossintético	Consequências da danificação durante a instalação
Reforço	Redução da resistência (pode ser muito significativa)
Filtração e/ou Separação	Perfurações \Rightarrow redução da eficácia da função
Barreira de Fluídos	Pequenos cortes iniciais \Rightarrow grandes aberturas \Rightarrow deixam de cumprir a função

2.4.3. Factores que influenciam a danificação durante a instalação

Segundo Austin (1998), os factores que têm mais relevância na danificação que ocorre durante a construção, podem ser agrupados em três grupos, relacionados com: o tipo de geossintético; o tipo de solo em contacto com o geossintético; e com as condições de instalação em obra, como se demonstra no Quadro 2.4.

Christopher e Elias (1998) referem que, as danificações mais severas se devem aos materiais constituintes das camadas de aterro (quando são grosseiros e formados

por partículas angulosas) e à sua compactação com equipamento pesado. Estas danificações podem levar a uma perda da resistência na ordem dos 10 a 77%.

Quadro 2.4 – Factores que influenciam a danificação durante a construção (Austin, 1998).

Factores relacionados com o geossintético
Tipo de geossintético (geotêxtil, geogrelha, geomembrana, geocompósito, etc.) Processo de fabrico e forma do produto Geotêxteis: tricotados, tecidos, não tecidos (agulhados, termossoldados, etc.) Geogrelhas: juntas integrais, tecidas, tricotadas, com ligação térmica, etc. Tipo de polímero (PEAD, PET, PP, etc.) Polímero de reforço / revestimento (PVC, geotêxtil, nenhum)
Factores relacionados com o tipo de solo
Dimensão máxima das partículas Granulometria Dureza Angularidade
Factores relacionados com as condições de instalação
Tamanho e tipo de equipamento Cuidados na instalação e na operação do equipamento Variação da espessura da camada de solo não compactada e na densidade do aterro Resistência e consistência do conjunto

2.4.3.1. Factores relacionados com o geossintético

Segundo Allen e Bathurst (1994), a diminuição da resistência devida à DDI está directamente ligada à massa por unidade de área (m.u.a.), sendo que para geossintéticos com uma menor (m.u.a.) se verifica uma maior diminuição da sua resistência.

Ainda segundo os mesmos autores, um outro factor que pode influenciar a resistência à danificação mecânica dos geossintéticos: o tipo de polímero de que são constituídos. Allen e Bathurst (1994), verificaram que, para geossintéticos do mesmo tipo, com a mesma m.u.a. e submetidos às mesmas condições de instalação, os geossintéticos compostos por poliésteres apresentavam menores resistências, que os geossintéticos em PP e em PEAD, pois os poliésteres possuem menor capacidade de extensão.

Os estudos realizados por Christopher e Elias (1998), permitiram-lhes afirmar que os geossintéticos menos resistentes à DDI são os geotêxteis de tiras tecidos e que quanto maior for a m.u.a. de um geossintético, menores serão os efeitos da DDI.

2.4.3.2. Influência do tipo de solo

Os principais factores relativos ao tipo de solo, que influenciam o grau de DDI são: a distribuição granulométrica do material de aterro; a superfície das partículas de solo (maior ou menor angularidade); a dureza das partículas de solo; e a capacidade de fragmentação das partículas (Pinho Lopes, 2006).

Christopher e Elias (1998) referem que, com o aumentar da dimensão das partículas do material de aterro, se dá uma redução da resistência à tracção, e um aumento das danificações decorrentes da instalação dos geossintéticos. O diâmetro vulgarmente aplicado nesta relação é o diâmetro médio, D_{50} . Estes autores referem ainda que, se verificam menores danificações, em solos com granulometria extensa, pois os finos funcionam como uma camada de protecção para os geossintéticos.

Em relação às superfícies das partículas, quanto mais angulosas forem, mais efeitos causam nos geossintéticos, podendo originar fendas, cortes, aberturas, entre outros danos.

Um outro factor bastante relevante é a dureza das partículas, pois quanto maior for, maior será a acção sobre os geossintéticos, e consequentemente maiores serão as danificações ocorridas.

Quanto à fragmentabilidade das partículas que compõe o solo de aterro, naturalmente devido aos processos de espalhamento e compactação, dá-se a fragmentação das partículas. Esta fragmentação pode ser benéfica, pois com a redução das dimensões das partículas, observa-se também uma redução da danificação dos geossintéticos. Por outro lado, dependendo do material que constitui as partículas, a fragmentação pode dar origem a partículas com muitas angulosidades, que apesar da sua reduzida dimensão podem causar danos nos geossintéticos.

2.4.3.3. Influência das condições de instalação

A danificação que ocorre durante a instalação depende essencialmente de factores como: o tipo e peso dos equipamentos utilizado no espalhamento e compactação; da espessura inicial do material de aterro aplicado; e da altura de queda do material (Pinho Lopes, 2006).

Como já se referiu anteriormente, a utilização de equipamentos pesados na instalação dos geossintéticos, tem um efeito nocivo nestes, pois pode causar a sua danificação. No Quadro 2.5, Christopher e Holtz (1984), identificam o grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação.

Quadro 2.5 - Grau de danificação em função das condições do solo subjacente e dos equipamentos de compactação (Christopher e Holtz, 1984).

Condições de preparação do solo subjacente ao geossintético	Equipamentos de construção e 15 a 30 cm de espessura do material de aterro inicial sobrejacente ao geossintético		
	Equipamentos de compactação suaves (<27 KPa)	Equipamentos de compactação médios (=27 KPa e =55 KPa)	Equipamentos de compactação pesados (>55 KPa)
Liso e nivelado	Suave	Moderado	Elevado
Foi-lhe retirado obstáculos mais significativos	Moderado	Elevado	Muito elevado
Provido uma preparação mínima exigida	Elevado	Muito elevado	Não recomendado
Para outras espessuras iniciais do solo sobrejacente e detalhes específicos, ver referência.			

Estudos realizados por Christopher e Elias (1998), revelam que para equipamento de compactação pesado, um acréscimo do número de passagens sobre a camada de aterro, não se traduz num agravamento substancial das danificações induzidas no geossintético.

A relação entre o tipo de equipamento usado e a altura da camada de aterro provou ter uma relação directa com a DDI induzida. Sendo que, a conjugação de uma espessura baixa com a utilização de equipamento pesado, pode produzir efeitos bastante graves no geossintético.

Um outro factor importante é a altura de queda do material, naturalmente, quanto maior for a altura de queda das partículas, maior será o impacto destes com o geossintético, e consequentemente, maior é a probabilidade da ocorrência de danificações (Pinho Lopes, 2006) (Figura 2.15).

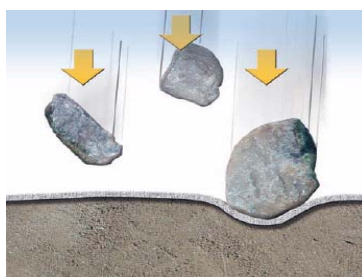


Figura 2.15 – Exemplo do efeito da queda das partículas, Fibertex (2007), disponível em www.fibertex.com.

2.4.4. Formas de minimizar a danificação durante a instalação

Uma forma de minimizar as danificações dos geossintéticos durante a instalação em obra, é adoptar alguns procedimentos que permitem efectuar a colocação do geossintético de uma forma correcta, evitando o aparecimento de danos no geossintético.

Alguns dos procedimentos e recomendações a adoptar são: não permitir a circulação de tráfego sobre os geossintéticos, antes da colocação da camada de aterro; os equipamentos como baldes ou lâminas não devem entrar em contacto directo com o geossintético; a superfície deve ser preparada de forma a ficar plana, lisa e sem elementos (pedras, objectos pontiagudos); no desenrolar do geossintético, os trabalhadores devem evitar pisá-lo; a colocação do material de aterro deve ser feita de forma cuidada e suave; para a compactação deve ser executada com equipamentos adequados; entre outros.

Na Figura 2.16 estão representados alguns procedimentos que devem ser adoptados.

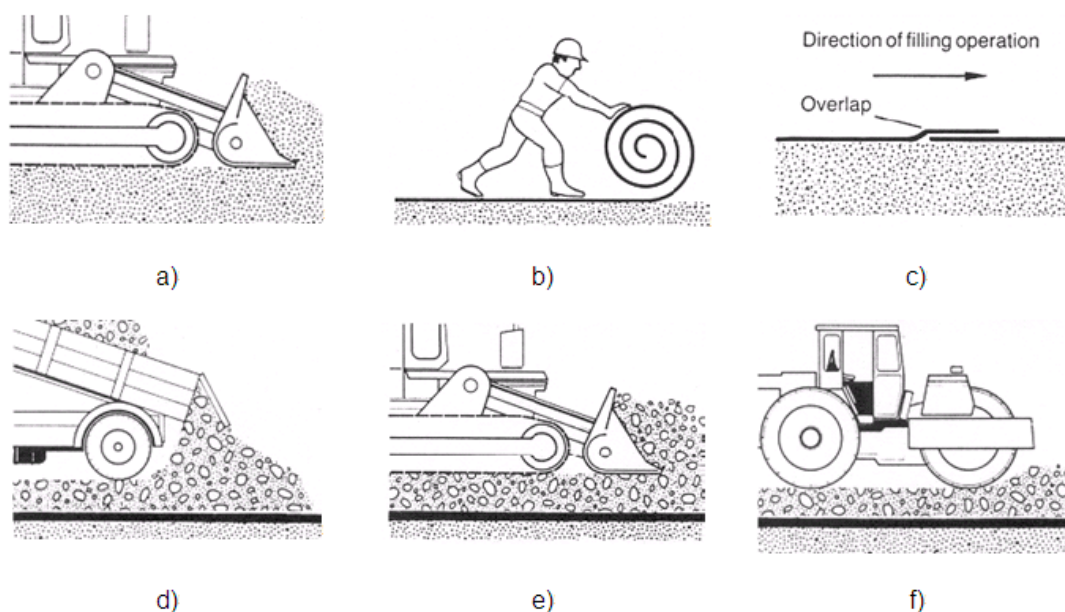


Figura 2.16 - Sequência construtiva a adoptar em aplicações de geossintéticos (Ingold e Miller, 1988).

Na Figura 2.16 b), a colocação do geossintético está a ser mal realizada, pois este não deve ser colocado de forma a não ser pisado pelos trabalhadores.

Apesar da instalação dos geossintéticos ser realizada com os procedimentos adequados, há sempre uma parte da danificação que não é possível evitar. Esta será mais ou menos gravosa, tanto quanto, a adaptabilidade do geossintético e das técnicas de aplicação ao caso em estudo.

2.5. Considerações finais

Nas secções anteriores foram referidas as propriedades principais dos geossintéticos.

O dimensionamento de um geossintético essencialmente deve considerar a função que este vai exercer, de forma a ser possível fixar valores para as várias propriedades deste. O mesmo geossintético pode desempenhar em simultâneo diversas funções, pelo que se deve avaliar a sua importância, e definir uma ordem de interesse para as mesmas.

A escolha do geossintético deve ainda contemplar a sua constituição e a do meio onde será aplicado, verificando se as propriedades apresentadas pelo geossintético correspondem aos valores limite exigidos (Pinho Lopes, 2006). Os valores limite devem ser implementados por métodos de cálculo, e se possível, por ensaios.

Relativamente à danificação durante a instalação em obra, como foi verificado, esta é responsável por alterações consideráveis nas propriedades do geossintético.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS EFEITOS DA DDI

3.1. Considerações gerais

A danificação durante a instalação (DDI) dos geossintéticos pode levar à alteração das propriedades destes. De uma forma geral, é possível observar uma redução das suas propriedades mecânicas.

Neste capítulo são apresentados os ensaios de caracterização mecânica (tração e rasgamento) utilizados neste trabalho para avaliar a influência da DDI em materiais habitualmente aplicados em aterros de resíduos urbanos.

Na tentativa de perceber qual a influência real da aplicação de geotêxteis como material de protecção às geomembranas, foram realizados ensaios de danificação no conjunto geomembrana com geotêxtil, sendo posteriormente cada material caracterizado separadamente através de ensaios de tração e rasgamento.

Neste capítulo são ainda apresentados e analisados os resultados dos ensaios de avaliação do comportamento mecânico de curto prazo dos geossintéticos.

3.2. Ensaio de indução de DDI

3.2.1. Considerações iniciais

A danificação durante a instalação de geossintéticos pode ser analisada através de ensaios de campo ou de ensaios laboratoriais que simulam a danificação.

Neste capítulo apenas serão avaliadas as danificações decorrentes de ensaios laboratoriais. Estes foram realizados no laboratório de geossintéticos (LGS) da FEUP.

Nos ensaios laboratoriais de DDI o geossintético é colocado entre duas camadas de material granular, devidamente compactadas e sendo-lhes aplicada uma carga distribuída numa pequena área do provete (100mm x 200mm), causando assim a danificação deste, que pode ser avaliada através da perda de resistência do material.

De forma a ser possível quantificar a perda da resistência, são realizados ensaios de caracterização mecânica, nomeadamente ensaios de tracção e rasgamento (sendo possível optar-se por outros).

Os geossintéticos ensaiados foram: uma geomembrana e dois geotêxteis.

3.2.2. Simulação da danificação durante a instalação.

Referência normativa

Os procedimentos a adoptar na simulação da danificação durante a instalação são regulados pela norma EN ISO 10722-1: 2007 (Geotextiles and geotextile-related products-Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular material).

Segundo a norma, o provete deve ser colocado entre duas camadas de um agregado sintético e, após a compactação das camadas, deve ser submetido a uma carga dinâmica a variar entre 10 KPa e 500 KPa, com uma duração de 200 ciclos. Posteriormente o provete é retirado do equipamento de ensaio, cuidadosamente, de forma a não acrescentar qualquer tipo de danificação.

Usualmente a danificação é bastante visível e recorrem-se a outros ensaios (mecânicos ou hidráulicos) como forma de avaliar as alterações das suas propriedades.

A norma EN ISO 10722-1: 2007 refere ainda que os provetes a preparar devem ter 1m de comprimento e 0,5m de largura. Estas amostras devem ser novamente cortadas em duas amostras de 1m de comprimento por 0,25m de largura, em que uma é utilizada no ensaio de referência e a outra no processo de danificação laboratorial.

Como já foi referido nos capítulos anteriores, os ensaios devem decorrer de acordo com a norma ISO 554, que define o ambiente em que os ensaios devem ser realizados, nomeadamente em termos de temperatura e humidade relativa.

3.2.2.1. Características do equipamento de danificação

De seguida apresenta-se o equipamento de danificação desenvolvido na FEUP (Figura 3.1). Este equipamento respeita as condições impostas pela norma EN ISO 10722-1: 2007.



a)



b)



c)

Figura 3.1 - Equipamento de danificação de geossintéticos do LGS: a) vista geral; b) caixa de danificação; c) placa de carregamento.

Um equipamento de danificação deve ser constituído por diversas partes (Figura 3.2):

Mecanismo de aplicação de carga – deve ser controlável de forma a produzir uma pressão sinusoidal entre (500 ± 10) kPa and $(5 \pm 0,5)$ kPa na placa de carregamento, com uma frequência de 1 Hz.

Caixa de danificação – deve ser de um metal rígido e ter um mínimo de 300 mm por 300 mm de dimensões internas. Esta deve ainda ser dividida em duas partes, cada uma com 75 mm de altura e possuir um mecanismo de encaixe, que as permita manterem-se unidas durante a aplicação da carga.

Placa de carregamento – esta deve ter como dimensões 100 mm por 200 mm e ser construída em aço ou alumínio com uma espessura adequada de forma a não permitir que ocorra flexão durante a transmissão de força ao agregado.

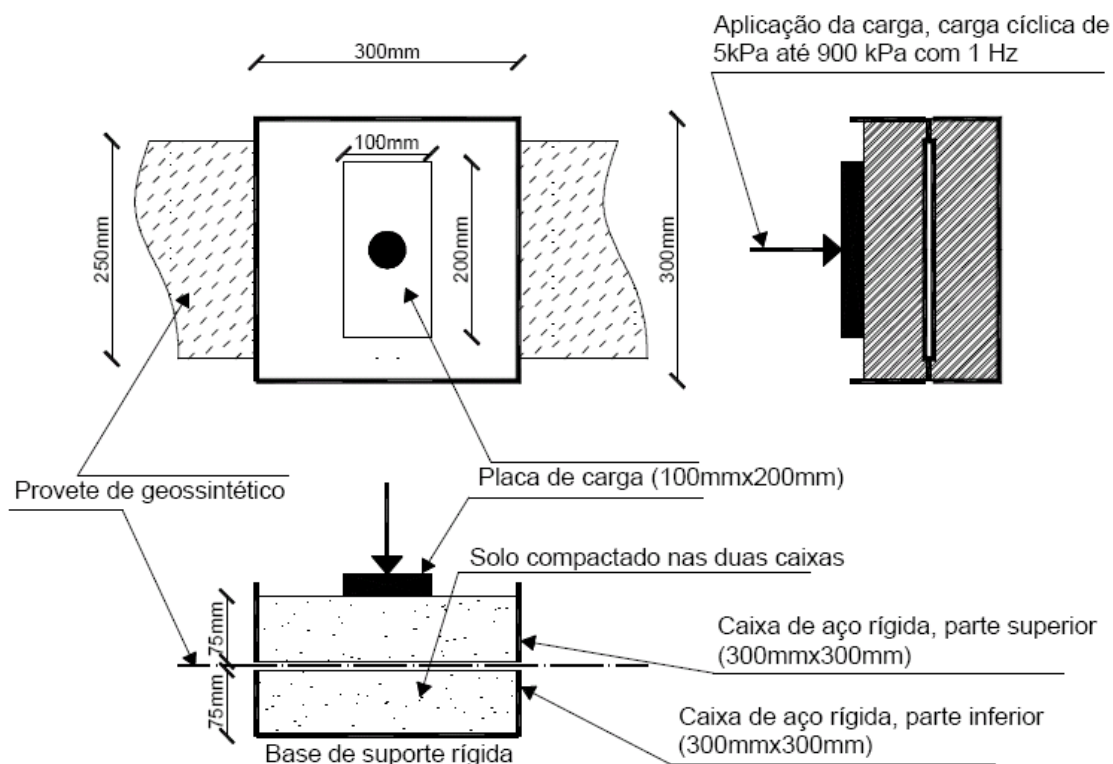


Figura 3.2 - Representação esquemática da caixa de danificação, adaptado de Paula (2003).

3.2.2.2. Características do agregado

O agregado a utilizar no processo de danificação é um agregado sintético, o óxido de alumínio (Figura 3.3), também designado por corundo, com dimensões tais que 100% do agregado passem no peneiro de 10 mm e 0% dos mesmos fiquem retidos no peneiro de 5 mm.



Figura 3.3 – Agregado sintético (corundo).

Após cada 10 utilizações o material deve ser passado por um peneiro de 5 mm, e o material passado deve ser posto de parte. Cada porção de material deve ser utilizada apenas 20 vezes e de seguida eliminada.

3.2.2.3. Procedimentos do ensaio

A norma EN ISO 10722-1: 2007 define um procedimento tipo que define os vários passos a seguir para a correcta realização do ensaio de danificação.

Este consiste em encher a parte inferior da caixa com o agregado sintético, até metade da altura desta, posteriormente realizar a compactação da camada, recorrendo-se a uma placa metálica que cobre toda a área da caixa, para que esta fique compactada de uma forma uniforme, sendo-lhe aplicada uma tensão de $200 \pm 2 \text{ kPa}$ durante 60 segundos.

Repete-se esta operação atingindo-se o nível do topo da metade inferior da caixa (75 mm). Procede-se então à colocação do geossintético, fazendo com que o centro do provete coincida com o centro da caixa e consequentemente com o centro da zona onde é aplicada a carga.

Por último, enche-se a metade superior da caixa (75 mm) com agregado solto e aplica-se uma carga cíclica com uma intensidade compreendida entre os $10 \pm 0,5 \text{ kPa}$ e os $500 \pm 10 \text{ kPa}$ e com uma frequência de 1Hz, durante 200 ciclos (Figura 3.4).

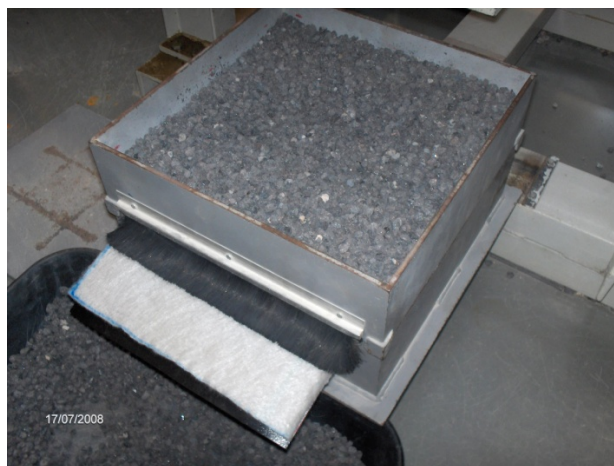


Figura 3.4 – Caixa de danificação com provete após danificação.

Posteriormente remove-se o provete cuidadosamente, de forma a não provocar nenhuma danificação adicional.

3.3. Ensaaios de tracção

3.3.1. Considerações iniciais

Os ensaios de tracção têm como principal objectivo controlar a qualidade dos geossintéticos, assim como permitir uma escolha mais adequada destes às características de cada determinada obra. Possibilita ainda o controlo do comportamento carga-extensão a curto prazo.

Como afirma Lopes (1992), durante as operações de transporte, armazenamento e manuseamento em obra, tendem a surgir modificações nas propriedades dos geossintéticos, pelo que os ensaios de tracção se tornam uma ferramenta de excelência no controlo destas.

Koerner (2005) afirma que provavelmente a resistência à tracção é a propriedade mais importante de um geotêxtil, no entanto, será correcto generalizar esta afirmação, passando assim a abranger a quase totalidade dos geossintéticos.

3.3.2. Geotêxteis

3.3.2.1. Referência normativa

Os procedimentos a adoptar nos ensaios de tracção para geotêxteis são regulados pelas normas NP EN ISO 10319:2005 (Ed. 1), Geotêxteis. Ensaio de tracção em tiras largas (ISO 10319:1993) e EN ISO 10319: 2008, Geotextiles – wide-width tensile tests.

Na realização deste ensaio é colocada uma amostra de material entre as pegas do equipamento, aplicando-se uma força longitudinal crescente, até ocorrer a rotura do provete, como se encontra representado na Figura 3.5. As pegas do equipamento podem ser de vários tipos, mas neste estudo foram utilizadas as pegas hidráulicas.

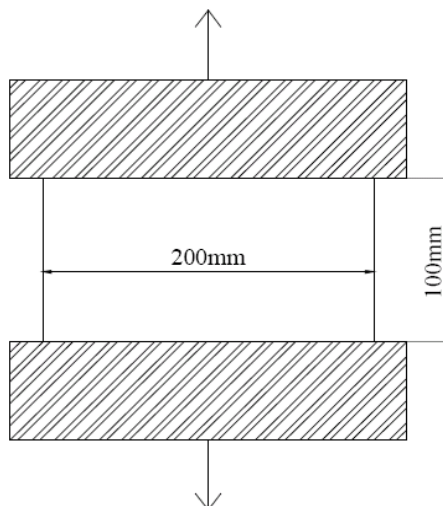
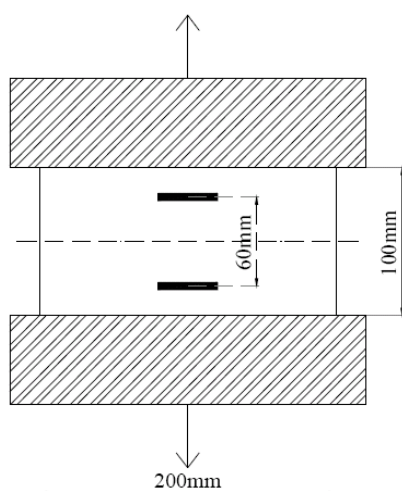


Figura 3.5 - Esquema representativo de um ensaio de tracção.

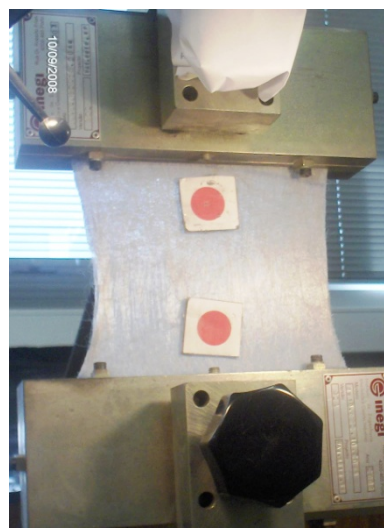
Este ensaio pode ser efectuado em quase todos os geotêxteis, contudo para que o ensaio decorra correctamente, em alguns tipos de geotêxteis pode ser necessário realizar algumas transformações. Uma das modificações mais correntes é a alteração destes na zona das pegas, de forma a produzir uma melhor aderência entre as pegas e o geotêxtil com o intuito de evitar o escorregamento deste.

Como se pode verificar na Figura 3.5 o comprimento lateral da zona traccionada é superior à sua altura, pois em alguns geotêxteis verificou-se um fenómeno de contracção lateral na zona traccionada. Dessa contracção lateral resulta uma rigidificação da zona central dos provetes, o que se afasta do comportamento real em obra, pelo que se procurou minimizá-lo aumentando a largura dos provetes. Este factor permite distinguir este método dos outros métodos de medição de propriedades.

Os provetes devem ter 200 mm de largura por 100 mm de altura, como regula a norma EN ISO 10319: 2008 e durante o ensaio deve ser medida a sua deformação recorrendo a um extensómetro, que vai medir a distância entre dois pontos que devem ficar distanciados 60 mm. Deve-se garantir que estes são colocados na zona central do provete a uma distância de 30 mm para cada lado, desde o eixo de simetria horizontal do provete, tal como se exemplifica na Figura 3.6. As extensões também podem ser medidas através do deslocamento relativo das pegas, no entanto, estes valores têm um significado muito distinto.



a)



b)

Figura 3.6 - Marcação dos pontos de referência de um ensaio de tracção: a) esquema representativo; b) marcações dos pontos de referência de um ensaio de tracção no equipamento do LGS.

3.3.2.2. Procedimentos do ensaio

Os ensaios de tracção permitem determinar a resistência máxima do geotêxtil, assim como a sua extensão máxima. Estes parâmetros são essenciais no processo de escolha e dimensionamento de um geotêxtil em que as propriedades mecânicas são relevantes.

Os provetes devem ser cortados de acordo com a norma EN 963. Estes têm 200 mm de largura por 200 mm de comprimento, mas como já foi referido anteriormente, a área traccionada apenas é de 200 mm de largura por 100 mm de comprimento.

Para a escolha do tipo de pegas a utilizar neste trabalho realizaram-se diversos ensaios, a partir dos quais foi possível concluir que as pegas hidráulicas (Figura 3.7) eram as mais adequadas, pois impossibilitavam o escorregamento do provete.



Figura 3.7 – Pegas hidráulicas do equipamento do LGS.

As pegas hidráulicas estão ligadas a um braço que, por sua vez, se encontra ligado a uma célula de carga. É este braço da máquina de tracção que realiza o movimento solicitante no provete. Este deslocamento do braço provoca a extensão do provete até à sua rotura, sendo a razão de deformação utilizada de 20 mm/min.

Os valores da força e respectiva extensão devem ser continuamente registados pela célula de carga e transmitidos pela máquina de tracção a um computador. Através dos dados recolhidos e da elaboração de gráficos força-extensão é possível determinar outras grandezas, nomeadamente, o módulo de rigidez do geotêxtil.

O número mínimo de provetes a ensaiar é de 5 em cada uma das direcções (de fabrico e perpendicular à direcção de fabrico).

3.3.3. Geomembranas

3.3.3.1. Referência normativa. Procedimentos do ensaio

Os procedimentos a adoptar nos ensaios de tracção para geomembranas são regulados pela norma *ASTM D 638-08*. Esta norma permite determinar as propriedades de tensão das geomembranas, através de provetes com dimensões pré-definidas. As condições de ensaio devem ser controladas, nomeadamente a temperatura, a humidade e a velocidade do ensaio.

O ensaio das geomembranas realiza-se de forma semelhante ao dos geotêxteis, divergindo apenas a velocidade de ensaio, que passa para 51 mm/min, e as dimensões dos provetes, que se encontram representadas na Figura 3.8.

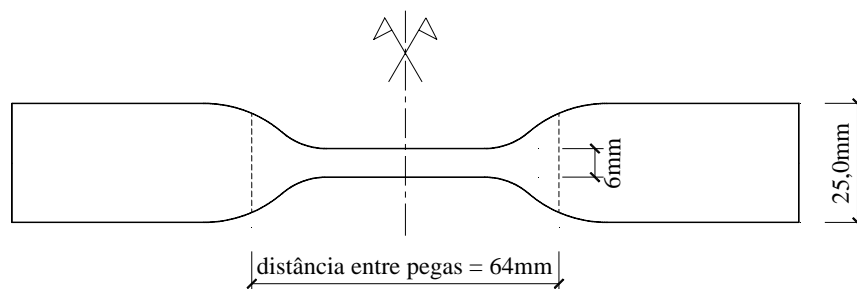


Figura 3.8 - Configuração e dimensões de provete de ensaio de tracção-extensão de geomembranas.

Na realização destes ensaios não foi possível utilizar um extensómetro, dado que o tipo disponível funciona através da leitura óptica de cores contrastantes e verificou-se a impossibilidade de introduzir marcadores ópticos sem causar danificação nos provetes. Assim sendo, a extensão dos provetes foi lida através do deslocamento relativo das pegas, assumindo como valor nominal do comprimento de referência a distância entre as pegas, ou seja, 100 mm.

3.4. Ensaios de rasgamento

3.4.1. Considerações iniciais

Durante a instalação em obra, os geossintéticos ficam expostos a acções que podem levar à sua danificação. O rasgamento é uma das consequências possíveis da DDI.

A danificação sofrida pode levar a que o geossintético deixe de ter capacidade para desempenhar a sua função e até mesmo levar à sua rotura ou à sua desagregação total.

Torna-se assim importante conhecer os valores para os quais os geossintéticos atingem a rotura.

Apesar dos ensaios de rasgamento serem bastante úteis no controlo da qualidade e na aceitação de materiais, este é um ensaio um pouco limitativo, dado que apenas fornece a força máxima a que um geossintético resiste, para condições de ensaio muito específicas, contrariando o que se sucede em obra.

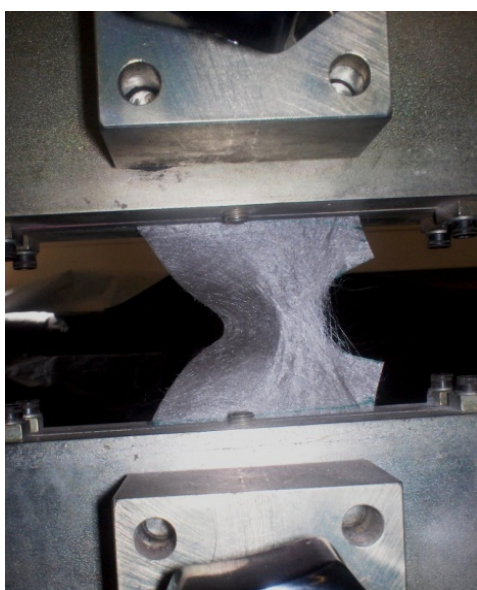
3.4.2. Geotêxteis

Não existe norma europeia para este ensaio, com origem no CEN/TC 189. Actualmente, a norma disponível para o ensaio de rasgamento tem origem na ASTM D4533 - 04 Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles.

Existem três tipos de ensaios de rasgamento para geotêxteis: trapezoidal (ASTM D4533), “tongue” (ASTM D751-06) e “elmendorf” (ASTM D1424-07). Neste trabalho apenas se recorre ao primeiro método.

O método trapezoidal tem como objectivo principal medir a força necessária para continuar ou propagar o rasgamento num geotêxtil. Este método é aplicável à maioria dos geotêxteis.

Este ensaio consiste em fazer um rasgo num provete trapezoidal de geossintético, cujos lados não paralelos são fixados nas pegas de uma máquina de tracção (Figura 3.9), que vai traccionar o provete até à sua rotura total, registando-se o valor máximo da força.



a)



b)

Figura 3.9 – Ensaio de rasgamento: a) ensaio de um provete; b) provete depois de ensaiado.

Embora o método trapezoidal seja bastante útil no controlo de qualidade e na aceitação de materiais, não fornece todas as informações necessárias para todas as aplicações de engenharia.

3.4.3. Geomembranas

Os ensaios de rasgamento em geomembranas são normalizados pela norma americana ASTM D1004 - 07 Standard Test Method for Tear Resistance (Graves Tear) of Plastic Film and Sheeting. Este método permite determinar a resistência ao rasgamento de geomembranas para valores de carga muito baixos.

A geometria das amostras adoptada produz uma concentração de força numa pequena área da amostra. A força máxima de rasgamento é registada em newtons (N). O ensaio deve decorrer a uma velocidade de 51mm/min.

A ASTM D1004: 07 usa um modelo de provete em que, no ponto onde se inicia a propagação do rasgamento, este forma um ângulo de 90°, como indica a Figura 3.10.

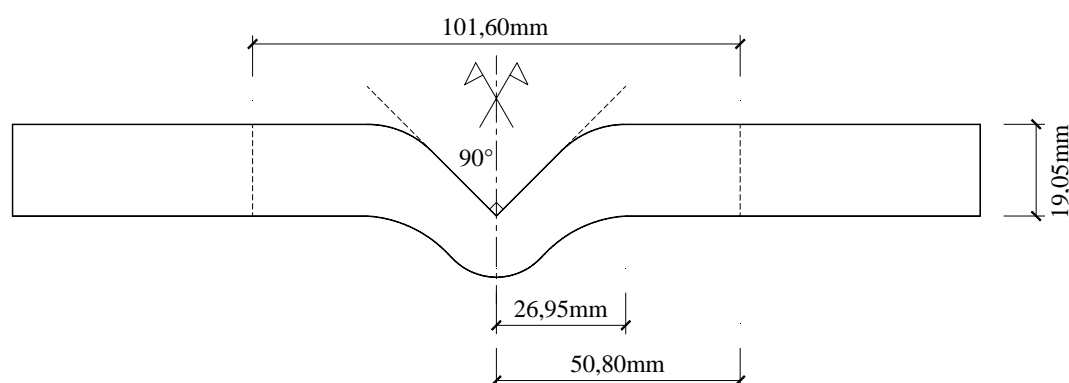


Figura 3.10 - Configuração e dimensões de provete de ensaio de rasgamento de geomembranas.

As duas extremidades do provete são presas às pegas da máquina (semelhante à usada nos ensaios de tracção), e o rasgamento procede-se ao longo do provete, perpendicularmente à direcção de aplicação da carga (Figura 3.11).

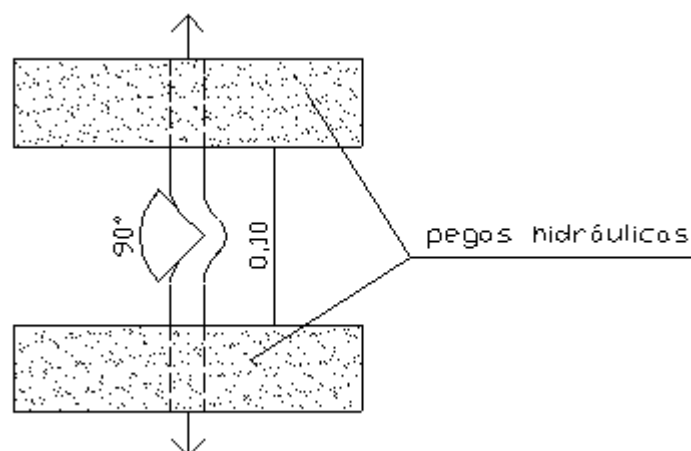


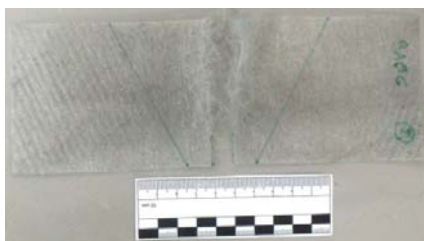
Figura 3.11 - Esquema representativo da colocação do provete nas pegas.

3.5. Materiais aplicados no estudo

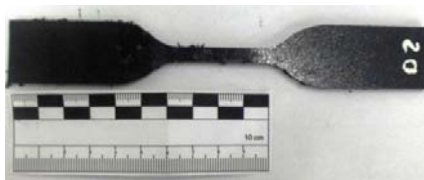
Nos subcapítulos seguintes são apresentados os resultados dos ensaios de tracção e de rasgamento de três materiais, dois geotêxteis não tecidos e uma geomembrana lisa (Figura 3.12).



a)



b)



c)

Figura 3.12 – Provetes de geossintéticos dos materiais utilizados neste estudo: a) geotêxtil não tecido em polipropileno com 800 g/m²; b) geotêxtil não tecido em polipropileno com 190 g/m²; c) geomembrana lisa em polietileno de alta resistência com 2 mm de espessura.

A escolha dos materiais foi realizada de acordo com as especificações destes para a correcta realização das funções de separação e protecção. Pelo que foi escolhida uma geomembrana (GG) lisa de polietileno de alta densidade (PEAD) com uma espessura de 2mm, pois é o tipo correntemente aplicado em aterros de RSU em Portugal. Quanto à escolha dos geotêxteis, esta foi realizada com base na massa por unidade de área, escolhendo-se assim geotêxteis em polipropileno (PP) de massas distintas, sendo que representam a massa mínima (GTX2) e máxima (GTX1) que deve ser aplicada em aterros deste tipo.

3.6. Programa de ensaios

O programa de ensaios cumprido consistiu na danificação em laboratório dos materiais anteriormente apresentados (GTX1, GTX2 e GM), com um material sintético (o corundo), contribuindo assim para a caracterização dos efeitos resultantes da danificação a curto prazo.

Para cada tipo de material foram ensaiados 5 provetes intactos e 5 provetes submetidos a DDI. Foram ainda ensaiados dois tipos de conjuntos, compostos por uma geomembrana e um geotêxtil de protecção (GTX1 ou GTX2), colocado sobre a GM.

Os resultados dos ensaios de provetes intactos permitem uma posterior comparação com os resultados dos provetes submetidos a ensaios de danificação, sendo assim possível determinar a resistência residual, ou seja, a resistência que o geossintético perde devido à danificação induzida nos ensaios laboratoriais de DDI.

Os geotêxteis usados na protecção das geomembranas nos ensaios de DDI foram igualmente submetidos a ensaios de tracção e rasgamento

No Quadro 3.1 encontra-se descrito de uma forma sucinta o programa de ensaios executado.

Este programa de ensaios implicou a realização de 20 tipos de amostras distintas e consequentemente, do ensaio de um número mínimo de 96 provetes.

Quadro 3.1 - Programa de ensaios de tracção e de rasgamento realizado.

Geossintético	Tipo de amostra	Ensaio de caracterização	
		Tracção	Rasgamento
GTX1	Intacto	X	X
	DDI corundo	X	X
	<u>GTX1</u> protector da GM	X	X
GTX2	Intacto	X	X
	DDI corundo	X	X
	<u>GTX2</u> protector da GM	X	X
GM	Intacto	X	X
	DDI corundo	X	X
	DDI corundo + <u>GTX1</u>	X	X
	DDI corundo + <u>GTX2</u>	X	X

No capítulo anterior foram descritos os ensaios realizados, dando ênfase aos procedimentos enumerados pelas normas aplicadas.

É necessário destacar que este programa de ensaios se baseia apenas na caracterização da danificação dos materiais a curto prazo, pois além de este tipo de análise ser suficiente, os ensaios de longo prazo seriam excessivamente demorados para o prazo especificado para este trabalho.

3.7. Resultados dos ensaios à tracção

3.7.1. Considerações gerais

Nestas secções são apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios de tracção dos geossintéticos de referência e submetidos a DDI.

Os resultados obtidos através dos ensaios realizados são apresentados em termos de valores médios de força máxima de tracção e respectiva deformação.

O cálculo da robustez e módulo de rigidez secante foi obtido através da aproximação das curvas reais por funções polinomiais de grau 6, obtendo-se uma aproximação muito fidedigna, com um grau de aproximação excelente (como se verifica pelos coeficientes de determinação apresentados).

O módulo de rigidez secante foi determinado para extensões de 2%, 5% e 10%.

3.7.2. Geossintético GTX1

3.7.2.1. Material intacto

Os provetes usados nos ensaios de tracção foram preparados de acordo com a norma NP EN ISO 10319.

No Quadro 3.2 estão representados os valores médios da força máxima de tracção e respectiva deformação, assim como os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para cada um destes parâmetros. Além disso são apresentados os valores para as restantes grandezas calculadas e referidas atrás.

Quadro 3.2 - Resistência à tracção dos provetes de referência do geotêxtil GTX1.

Provetes de referência do GTX1							
Proвете nº	F_{\max} (KN)	T_{\max} (KN/m)	ε_{\max} (%)	$J_{\sec(2\%)}$	$J_{\sec(5\%)}$	$J_{\sec(10\%)}$	U (KN/m)
1	8.44	42.21	113.24	173.13	576.67	86.74	3104.75
2	8.55	42.74	120.24	64.58	397.53	72.45	3108.65
3	8.18	40.91	124.88	66.17	396.87	72.24	3505.04
4	8.14	40.68	110.79	66.93	396.50	72.13	2968.85
5	8.15	40.75	122.20	65.84	397.02	72.28	3361.99
Média	8.29	41.46	118.27	87.33	432.92	75.17	3209.86
Desvio padrão	0.19	0.95	6.01	47.97	80.36	6.47	217.74
Coeficiente de variação (%)	2.29	2.29	5.08	54.93	18.56	8.61	6.78

Na Figura 3.13 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes ensaiados e a curva média correspondente.

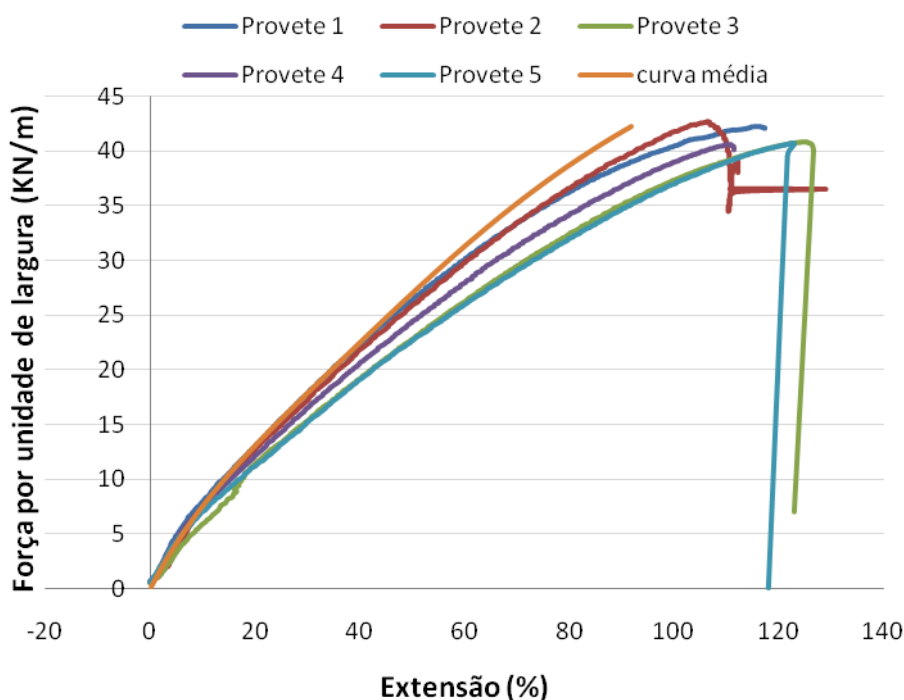


Figura 3.13 – Curva carga-extensão dos provetes de GTX1 de referência.

Da análise da Figura 3.13 verifica-se que a zona linear das curvas não é suficientemente próxima, o que se pode confirmar através da leitura dos valores para o módulo de rigidez secante apresentados no Quadro 3.1, referentes a três valores distintos da extensão dos provetes (2%, 5% e 10%), bem como pelos coeficientes de variação correspondentes, que apresentam uma dispersão considerável.

Apesar dos coeficientes de variação serem um pouco altos, as curvas força-extensão dos diferentes provetes são bastante próximas em toda a sua extensão, assim como a força máxima e a extensão da força máxima, obtendo-se coeficientes de variação baixos nestes parâmetros. A robustez dos provetes, isto é, a energia dispendida até à rotura, tem o valor médio de 3209,86 kN/m.

3.7.2.2. Material danificado em laboratório

No Quadro 3.3 são apresentados os valores médios da força máxima de tracção e correspondente deformação, assim como os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para cada um destes parâmetros. É ainda possível analisar os valores da robustez e módulo de rigidez para as extensões de 2%, 5% e 10%.

Quadro 3.3 - Resistência à tracção dos provetes danificados do geotêxtil GTX1.

Provetes danificados do GTX1							
Provette nº	F_{\max} (KN)	T_{\max} (KN/m)	ε_{\max} (%)	$J_{\text{sec}}(2\%)$	$J_{\text{sec}}(5\%)$	$J_{\text{sec}}(10\%)$	U (KN/m)
1	8.41	42.06	112.93	179.59	670.88	104.04	3026.61
2	8.28	41.42	138.70	9.78	406.77	70.93	3818.70
3	8.87	44.35	110.49	27.26	561.03	92.50	3299.89
4	7.89	39.47	112.50	24.40	563.00	92.75	3118.23
5	7.85	39.26	100.96	83.29	662.09	100.53	2660.14
Média	8.26	41.31	115.11	64.86	572.75	92.15	3184.71
Desvio padrão	0.42	2.09	14.05	69.98	106.53	12.87	424.20
Coefficiente de variação (%)	5.05	5.05	12.21	107.89	18.60	13.96	13.32

Na Figura 3.14 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes ensaiados e a curva média correspondente.

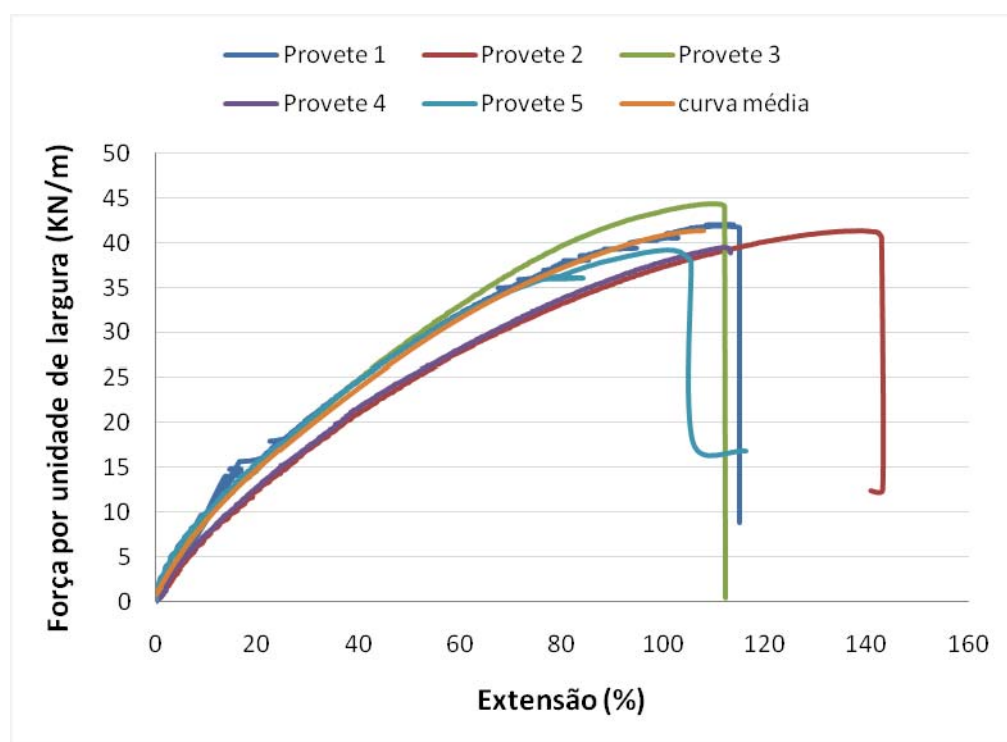


Figura 3.14 – Curva força-extensão dos provetes de GTX1 danificados.

Através da análise da Figura 3.14, pode-se concluir que os coeficientes de variação são um pouco altos, mas as curvas força-extensão dos diferentes provetes são bastante próximas em toda a sua extensão, pelo que a força máxima e a extensão relativa à força

máxima também são semelhantes. A energia dispendida até à rotura (rotura), tem o valor médio de 3184,71 kN/m.

É ainda possível verificar que ocorre uma ligeira redução da resistência à tracção do material relativamente às amostras de referência. O mesmo acontece com a extensão relativa à força máxima.

3.7.2.3. Material de protecção das geomembranas

No Quadro 3.4 encontram-se expostos os valores médios da força máxima de tracção e deformação obtidos para o GTX1 após a sua danificação sobre a GM. É possível ainda analisar os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para os diversos parâmetros.

Como foi referido anteriormente, a placa de carregamento do equipamento de danificação possui dimensões reduzidas, pelo que de cada conjunto de provetes danificados (GTX1+GM), apenas é possível retirar um provete de GTX1 para ser depois ensaiado à tracção, pelo que apenas se dispõe de três provetes do geossintético GTX1 de protecção à geomembrana.

Quadro 3.4 - Resistência à tracção dos provetes do geotêxtil GTX1 usado como protecção da geomembrana
GM.

Provetes de GTX1 de protecção à GM							
Proвете nº	F_{\max} (KN)	T_{\max} (KN/m)	ϵ_{\max} (%)	$J_{\text{sec}}(2\%)$	$J_{\text{sec}}(5\%)$	$J_{\text{sec}}(10\%)$	U (KN/m)
1	8.00	39.99	126.36	104.97	75.57	63.46	1803.05
2	7.56	37.80	100.67	76.95	60.23	54.05	1357.52
3	8.64	43.20	104.36	110.44	92.56	81.67	1871.55
Média	8.07	40.33	110.46	97.45	76.12	66.39	1677.37
Desvio padrão	0.54	2.71	13.89	17.97	16.17	14.04	279.11
Coeficiente de variação (%)	6.73	6.73	12.57	18.44	21.25	21.15	16.64

Na Figura 3.15 encontram-se representadas as curvas força-extensão referentes aos provetes ensaiados e a curva média correspondente.

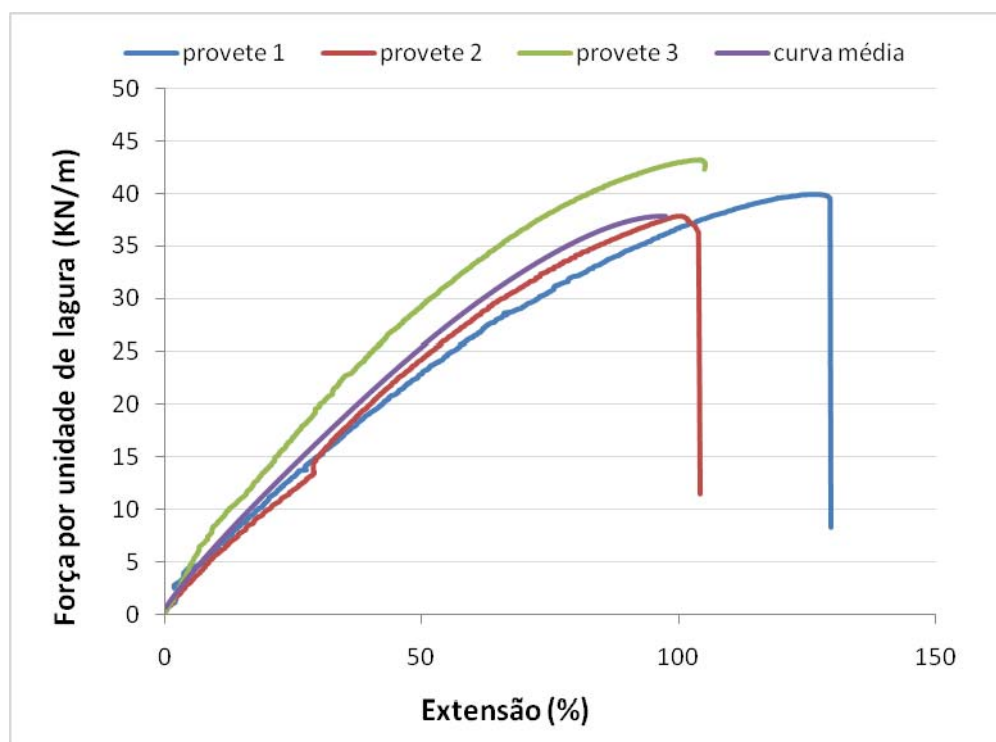


Figura 3.15 - Curva força-extensão dos provetes de GTX1 de protecção da geomembrana GM.

Como é possível comprovar através dos valores apresentados no Quadro 3.4 os coeficientes de variação são um pouco elevados (relativamente aos valores correspondentes para o GTX1 intacto), pelo que se torna relevante o facto de os provetes terem sido submetidos à danificação laboratorial. No entanto, estes valores são da mesma ordem de grandeza dos obtidos para o GTX1 após ser submetido a ensaios laboratoriais de DDI isoladamente.

A energia dispendida até à rotura tem o valor médio de 1677,37 kN/m, pelo que há uma redução significativa em relação ao valor correspondente para o GTX1 intacto (3209,86kN/m).

3.7.3. Geossintético GTX2

3.7.3.1. Material intacto

Os provetes ensaiados à tracção foram preparados de acordo com a norma NP EN ISO 10319:05.

No Quadro 3.5 são apresentados os valores médios da força máxima de tracção e respectiva deformação, assim como os valores de desvio padrão e coeficiente de

variação para os parâmetros anteriormente referidos. São ainda apresentadas as restantes grandezas calculadas a partir dos resultados dos ensaios de tracção.

Quadro 3.5 - Resistência à tracção dos provetes de referência do geotêxtil GTX2.

Provetes de referência do GTX2							
Proвете nº	F_{\max} (KN)	T_{\max} (KN/m)	ϵ_{\max} (%)	$J_{\sec}(2\%)$	$J_{\sec}(5\%)$	$J_{\sec}(10\%)$	U (KN/m)
1	2.29	11.46	38.93	143.40	107.91	75.38	280.95
2	2.32	11.59	51.52	108.47	84.96	64.53	354.03
3	2.31	11.54	48.70	124.48	91.15	67.02	228.83
4	2.29	11.43	38.80	158.53	111.86	72.70	125.61
5	1.87	9.37	55.37	64.88	65.56	56.92	225.67
Média	2.21	11.07	46.67	119.95	92.29	67.31	243.02
Desvio padrão	0.19	0.96	7.50	36.14	18.68	7.25	83.74
Coeficiente de variação (%)	8.64	8.64	16.07	30.13	20.24	10.77	34.46

Na Figura 3.16 encontram-se apresentadas as curvas força-extensão relativas aos provetes ensaiados e a curva média correspondente.

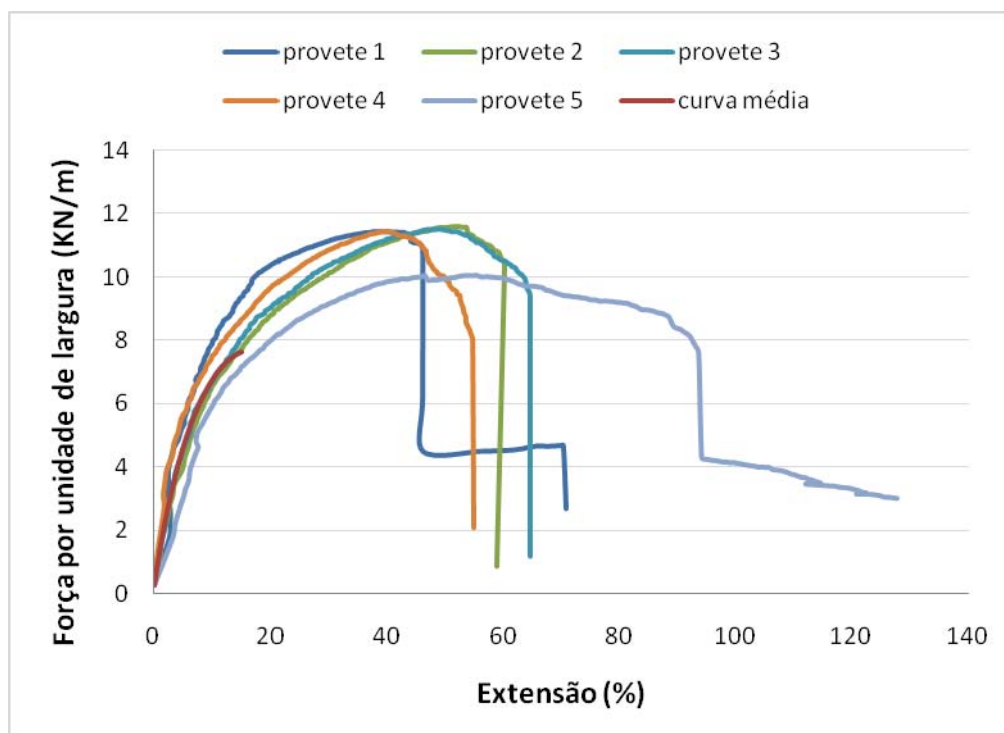


Figura 3.16 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de referência.

Através da análise da Figura 3.16 verifica-se a existência de alguma dispersão nos resultados obtidos, traduzida também pelo coeficiente de variação da resistência à tracção e da extensão correspondente (cerca de 9% e 16%, respectivamente).

A robustez dos provetes, isto é, a energia dispendida até à rotura, tem o valor médio de 243,02 kN/m.

3.7.3.2. Material danificado em laboratório

No Quadro 3.6 apresentam-se os valores obtidos nos ensaios de tracção de amostras do geossintético GTX2 após ensaios laboratoriais de DDI.

Quadro 3.6 - Resistência à tracção dos provetes danificados do geotêxtil GTX2.

Provetes danificados do GTX2							
Proвете nº	F_{\max} (KN)	T_{\max} (KN/m)	ϵ_{\max} (%)	$J_{\sec}(2\%)$	$J_{\sec}(5\%)$	$J_{\sec}(10\%)$	U (KN/m)
1	1.57	7.86	28.62	103.42	74.67	55.56	248.40
2	1.82	9.09	27.32	79.50	75.05	62.61	155.36
3	1.69	8.47	20.28	197.29	107.68	75.16	241.53
4	1.84	9.18	23.03	163.09	105.31	71.44	159.12
5	1.76	8.80	20.99	236.08	116.75	74.96	213.48
Média	1.74	8.68	24.05	155.87	95.90	67.95	203.58
Desvio padrão	0.11	0.54	3.75	64.78	19.67	8.59	44.30
Coeficiente de variação (%)	6.19	6.19	15.59	41.56	20.51	12.64	21.76

Na Figura 3.17 encontram-se representadas as curvas força-extensão relativas aos provetes ensaiados e a curva média correspondente.

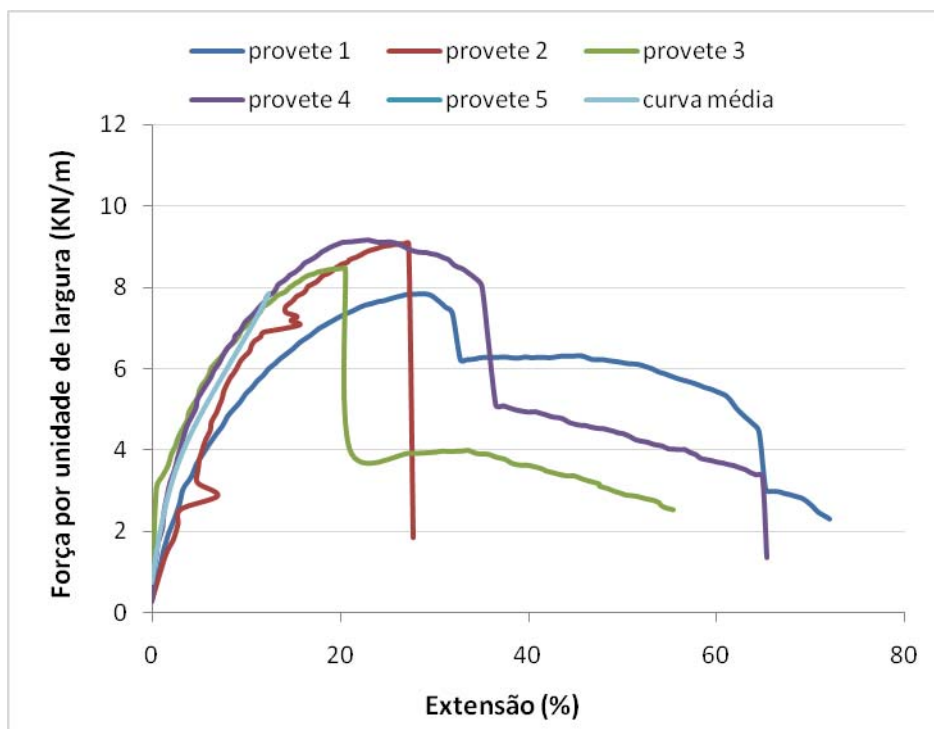


Figura 3.17 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 danificados.

Da análise da Figura 3.17, é possível concluir que a redução da resistência à tracção do material relativamente às amostras intactas é significativa (cerca de 18%), ocorrendo a rotura para extensões mais reduzidas (cerca de metade do valor correspondente para as amostras intactas).

A energia dispendida até à rotura (rotura), tem o valor médio de 203,58 kN/m.

3.7.3.3. Material de protecção das geomembranas

É possível visualizar no Quadro 3.7 os valores médios da força máxima de tracção e deformação para a mesma, assim como os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para os vários parâmetros obtidos após ensaios de tracção de provetes do GTX2 danificados em contacto com a GM. São ainda apresentadas as restantes grandezas determinadas a partir dos resultados dos ensaios de tracção.

Tal como já foi referido para o material GTX1, na danificação dos conjuntos de geomembrana com protecção do geotêxtil GTX2, no posterior corte dos provetes para serem ensaiados à tracção, apenas é possível retirar três provetes.

Quadro 3.7 - Resistência à tracção dos provetes do geotêxtil GTX2 de protecção à geomembrana GM.

Provetes de GTX2 de protecção à GM							
Proвете nº	F_{\max} (KN)	T_{\max} (KN/m)	ε_{\max} (%)	$J_{\text{sec}}(2\%)$	$J_{\text{sec}}(5\%)$	$J_{\text{sec}}(10\%)$	U (KN/m)
1	1.76	8.80	20.99	234.03	628.86	120.61	808.80
2	2.00	9.99	30.19	161.50	571.52	80.23	618.21
3	1.67	8.34	40.20	83.95	316.10	45.31	704.81
Média	1.81	9.04	30.46	159.83	505.50	82.05	710.61
Desvio padrão	0.17	0.85	9.61	75.06	166.51	37.68	95.43
Coeficiente de variação (%)	9.42	9.42	31.55	46.96	32.94	45.92	13.43

Na Figura 3.18 encontram-se representadas as curvas força-extensão referentes aos provetes ensaiados e a curva média correspondente.

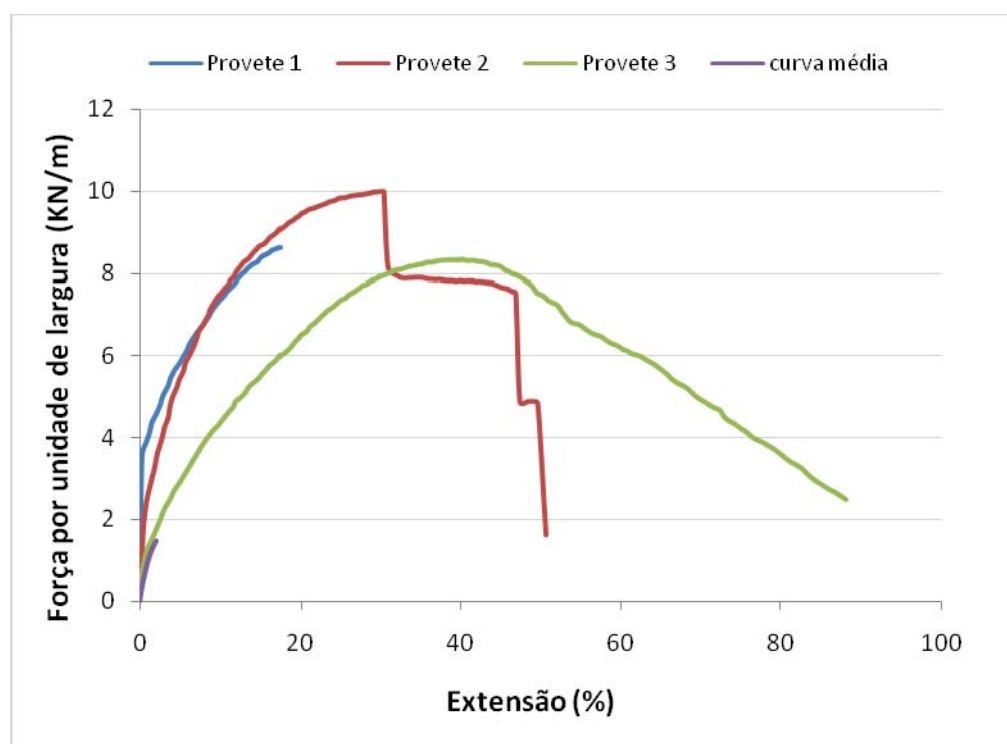


Figura 3.18 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de protecção da geomembrana GM.

Através da análise do Quadro 3.7 é possível verificar que os coeficientes de variação são um pouco altos, em particular para a deformação correspondente à resistência à tracção do GTX2. Esta situação pode, em parte, ser explicada pelo menor número de provetes ensaiados, tornando-se assim relevante o facto de os provetes terem sido submetidos à danificação laboratorial em conjunto com um outro geossintético (GM).

A energia dispendida até à rotura tem o valor médio de 710,61 kN/m.

3.7.4. Geossintético GM

3.7.4.1. Material intacto

Os provetes ensaiados à tracção foram preparados de acordo com a norma *ASTM D 638-08*.

No Quadro 3.8 são apresentados os valores de cedência e de rotura da força máxima de tracção e respectivas deformações, tal como os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para os mesmos.

Quadro 3.8 - Resistência à tracção das amostras intactas de geomembrana.

Ensaio de tracção			Amostras de referência			
Material			Força de cedência (N)	Deformação de cedência (%)	Força de rotura (N)	Deformação para a força de rotura (%)
GMD	Geomembrana em Pead	1	219.00	3.15	111.00	101.00
		2	239.00	3.70	134.00	100.75
		3	236.00	3.75	138.00	120.00
		4	229.00	3.55	199.00	113.75
		5	224.00	3.55	167.00	110.20
		Média (N)	229.40	3.54	149.80	109.14
		Desvio padrão	8.26	0.24	33.95	8.32
		Coeficiente de variação (%)	3.60	6.67	22.66	7.62

Na Figura 3.19 encontram-se apresentadas as curvas força-extensão relativas aos provetes ensaiados.

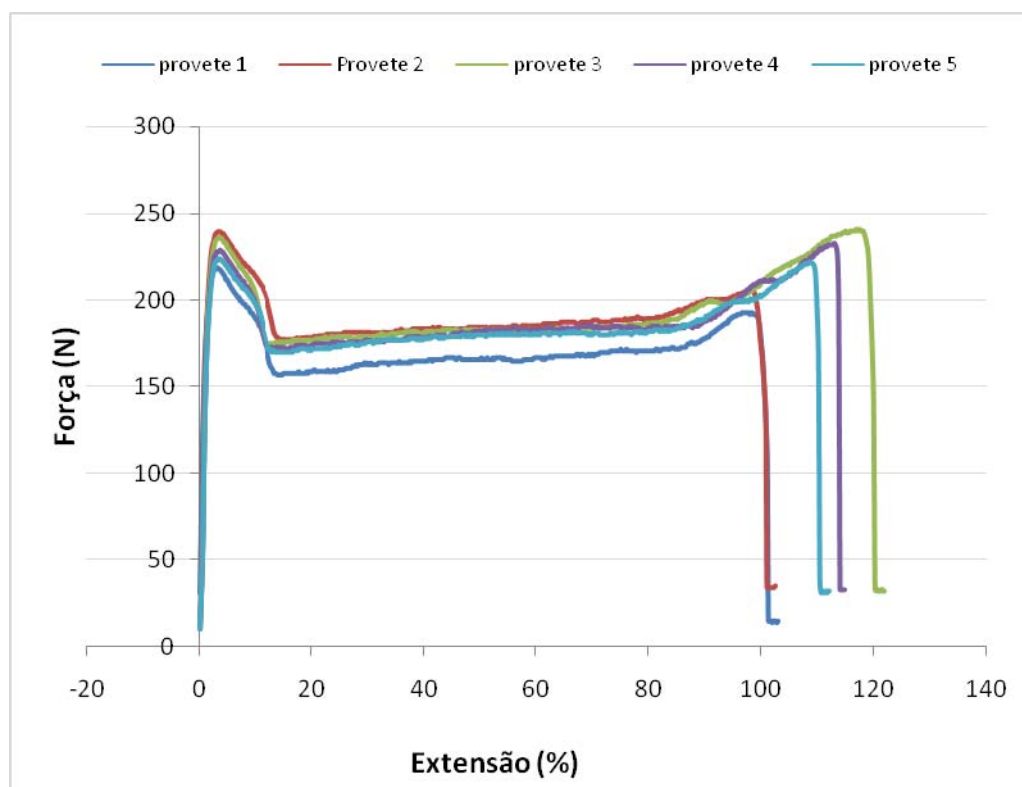


Figura 3.19 - Curva força-extensão dos provetes de GM de referência.

Através da análise da Quadro 3.8 e da Figura 3.19 verifica-se que a força de cedência e respectiva extensão possuem coeficientes de variação relativamente baixos (3,60% e 6,67%, respectivamente), o que significa que os provetes tiveram um comportamento bastante semelhante entre si até o material entrar em cedência. No entanto a força de rotura já denota alguma dispersão nos resultados, traduzida pelo valor mais elevado do coeficiente de variação da resistência à tracção (22,66%).

3.7.4.2. Material danificado em laboratório

No Quadro 3.9 estão representados os valores de resistência à tracção, nomeadamente a força de cedência e de rotura, assim como as respectivas extensões da GM após ensaios laboratoriais de DDI. De forma a proporcionar uma melhor análise, encontram-se também representados os valores de desvio padrão e coeficiente de variação.

Quadro 3.9 - Resistência à tracção das amostras danificadas de GM.

Ensaio de tracção			Amostras danificadas			
Material			Força de cedência (N)	Deformação de cedência (%)	Força de rotura (N)	Deformação para a força de rotura (%)
GMd	Geomembrana em Pead	1	208.00	9.38	168.00	297.50
		2	246.00	9.53	191.00	89.06
		3	243.00	9.03	220.00	393.30
		4	239.00	9.53	250.00	398.13
		5	230.00	8.91	115.00	323.28
		Média (N)	233.20	9.28	188.80	300.25
		Desvio padrão	15.32	0.29	51.48	125.87
		Coeficiente de variação (%)	6.57	3.12	27.27	41.92

Na Figura 3.20 são apresentadas as curvas força-extensão respeitantes aos provetes ensaiados.

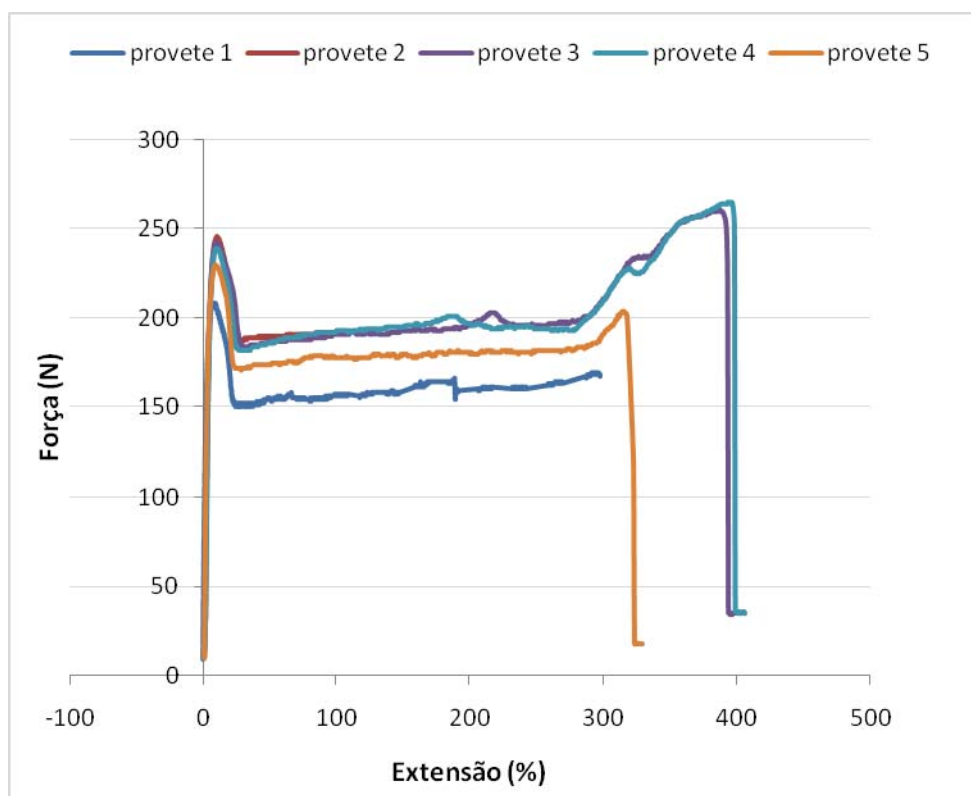


Figura 3.20 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados.

Após a análise da Figura 3.20 e do Quadro 3.9 é possível verificar que a força de cedência e respectiva extensão possuem coeficientes de variação pouco elevados (6,57% e 3,12%, respectivamente), o que significa que os provetes tiveram um comportamento bastante semelhante entre si nesta fase inicial. Posteriormente a entrarem em cedência, verifica-se um comportamento diferenciado das curvas, o que leva à dispersão dos resultados na rotura.

3.7.4.3. Material danificado com protecção do GTX1

No Quadro 3.10 são apresentados os valores de resistência à tracção, mais especificamente a força de cedência e de rotura, e as correspondentes extensões obtidos após ensaios de tracção de provetes da GM danificados em contacto com o GTX1. São ainda apresentados os valores de desvio padrão e coeficiente de variação dos parâmetros referidos anteriormente.

Quadro 3.10 - Resistência à tracção dos provetes de geomembrana GM com protecção do geotêxtil GTX1.

Ensaio de tracção			Amostras danificadas			
Material			Força de cedência (N)	Deformação de cedência (%)	Força de rotura (N)	Deformação para a força de rotura (%)
GM + GTX1	Geomembrana em Pead	1	218.00	3.25	109.00	109.30
		2	242.00	3.55	165.00	114.40
		3	243.00	3.45	126.00	102.45
		4	256.00	3.10	157.00	114.35
		5	249.00	3.50	108.00	121.00
		Média (N)	241.60	3.37	133.00	112.30
		Desvio padrão	14.33	0.19	26.69	6.90
		Coeficiente de variação (%)	5.93	5.61	20.07	6.14

Na Figura 3.21 são apresentadas as curvas força-extensão respeitantes aos provetes ensaiados.

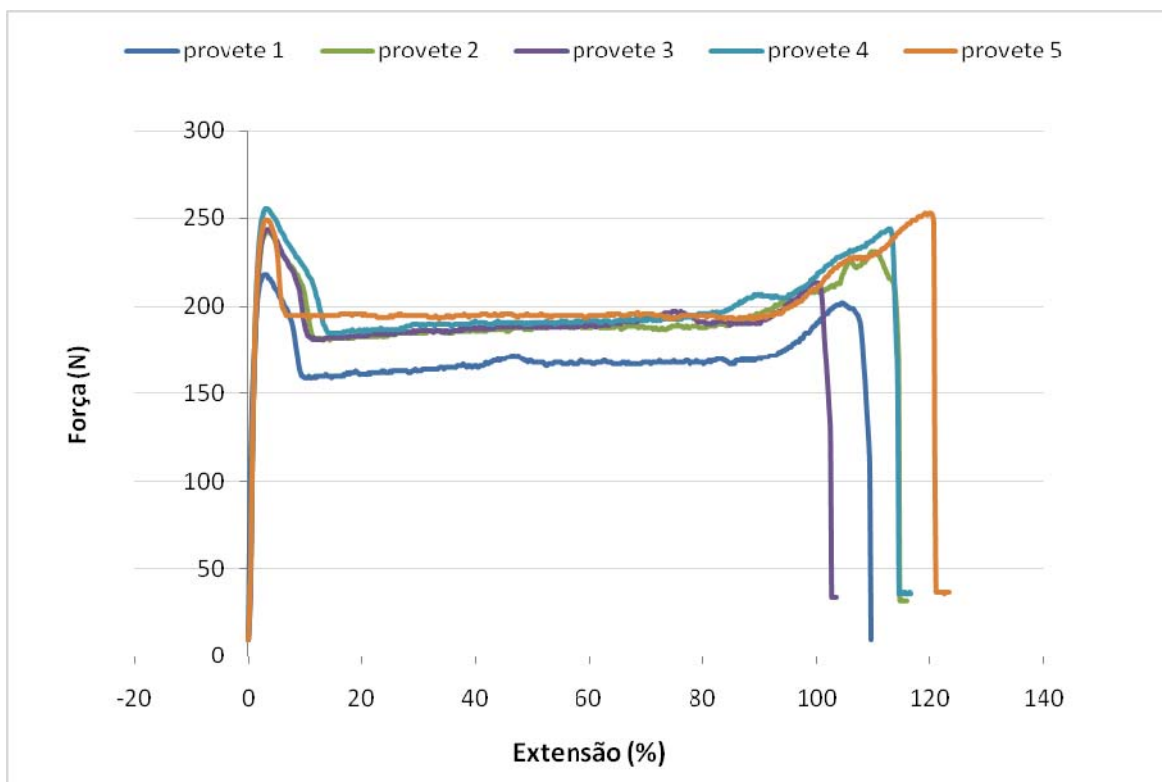


Figura 3.21 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção do GTX1.

Após a análise da Figura 3.20 e do Quadro 3.10 é possível analisar o comportamento dos provetes de geomembrana e assim verificar que a força de cedência e respectiva extensão possuem coeficientes de variação dentro dos limites razoáveis (5,93% e 5,61%, respectivamente), pelo que se pode concluir que os provetes apresentaram um comportamento bastante semelhante entre si nesta fase anterior à cedência do material. Depois de entrarem em cedência, os provetes mudam o seu comportamento, exibindo comportamentos bastante diferenciados, levando a coeficientes de variação elevados na fase de rotura, nomeadamente para a força de rotura (20,07%).

3.7.4.4. Material danificado com protecção do GTX2

No Quadro 3.11 apresentam-se os valores de resistência à tracção, ou seja os valores de força de cedência e de rotura e as correspondentes extensões obtidos após ensaios de tracção de provetes da GM danificados em contacto com o GTX2. Apresentam-se ainda os valores de desvio padrão e coeficiente de variação para os parâmetros anteriormente referidos.

Quadro 3.11 - Resistência à tracção dos provetes de geomembrana GM com protecção do geotêxtil GTX2.

Ensaio de tracção			Amostras danificadas			
Material			Força de cedência (N)	Deformação de cedência (%)	Força de rotura (N)	Deformação para a força de rotura (%)
GM + GTX2	Geomembrana em Pead	1	222.00	9.69	126.00	197.19
		2	249.00	11.06	106.00	132.40
		3	250.00	11.08	176.00	340.72
		4	254.00	10.30	187.00	369.89
		5	229.00	10.28	269.00	395.17
		Média (N)	240.80	10.48	172.80	287.07
		Desvio padrão	14.31	0.59	63.48	115.57
		Coefficiente de variação (%)	5.94	5.63	36.74	40.26

Na Figura 3.22 estão representadas as curvas força-extensão referentes aos provetes ensaiados.

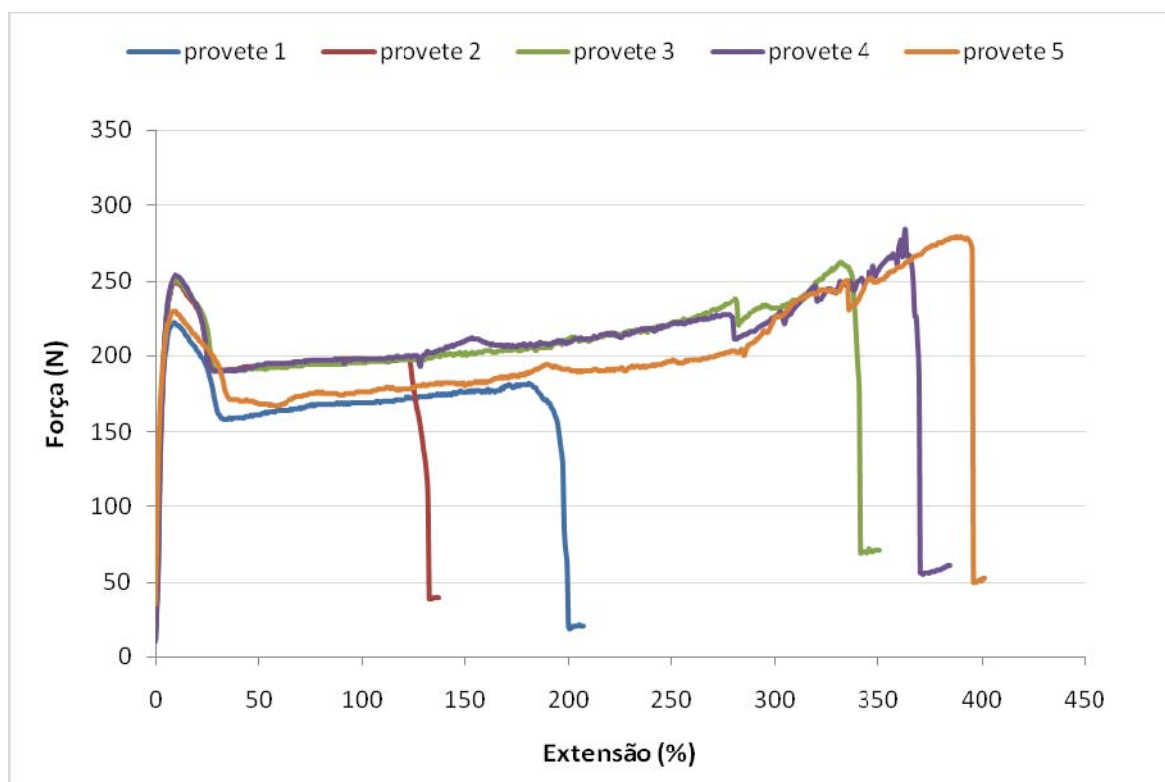


Figura 3.22 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção do GTX2.

Depois de realizada a análise da Figura 3.22 e do Quadro 3.11, pode-se verificar que tal como aconteceu para as amostras anteriores, a força de cedência e correspondente

extensão possuem coeficientes de variação normais (5,94% e 5,63%), implicando um comportamento análogo entre os vários provetes até os materiais entrarem em cedência. Após ser alcançada a cedência os provetes passam a exibir um comportamento diferenciado, causando a dispersão dos resultados no momento da rotura, traduzido pelos coeficientes de variação elevados para a força e deformação na rotura (36,74% e 40,26%, respectivamente).

3.8. Resultados dos ensaios ao rasgamento

3.8.1. Considerações gerais

Neste subcapítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos dos ensaios de rasgamento dos geossintéticos, usando provetes intactos e submetidos a DDI em ensaios laboratoriais.

Os resultados obtidos são apresentados em termos de valores de força máxima de rasgamento. Para analisar a tendência geral dos conjuntos de provetes, é também apresentada a média, desvio padrão e coeficiente de variação para cada conjunto de provetes.

3.8.2. Geossintético GTX1

Os provetes usados nos ensaios de rasgamento foram preparados de acordo com a norma ASTM D4533 - 04.

No Quadro 3.12 estão representados os valores médios da força máxima de rasgamento e os respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variação para cada uma das amostras de GTX1 consideradas.

Quadro 3.12 – Resistência ao rasgamento do geotêxtil GTX1.

Ensaio de rasgamento	Provetes de GTX1		
Provete nº	GTX1int	GTX1d	GTX1 + GM
	Força máxima (N)	Força máxima (N)	Força máxima (N)
1	1399.00	885.00	1075
2	1339.00	907.00	1106
3	1284.00	962.00	1246
4	1209.00	873.00	1069
5	1392.00	900.00	1159
Média	1324.60	905.40	1131
Desvio padrão	79.53	34.28	73.51
Coeficiente de variação (%)	6.00	3.79	6.5

Através da análise do Quadro 3.12 é possível verificar que os coeficientes de variação para as diversas amostras variam entre 3,79% e 6,5%.

Na Figura 3.23 encontram-se apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes de referência do geossintético GTX1 ensaiados.

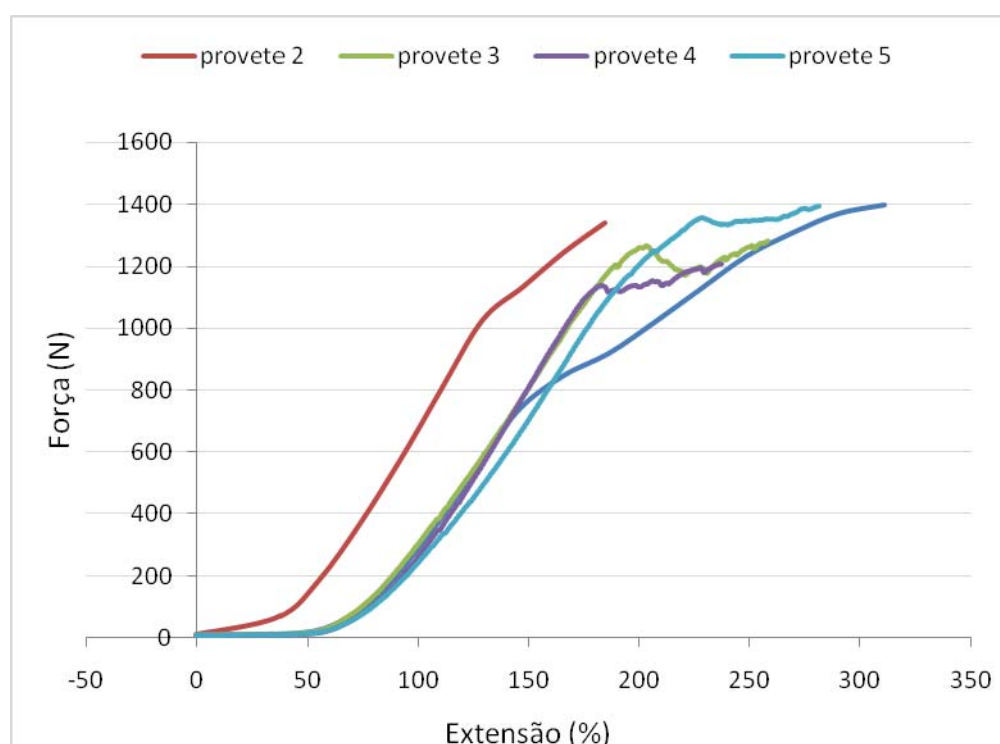


Figura 3.23 - Curva força-extensão dos provetes de GTX1 de referência.

Na Figura 3.24 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes submetidos a DDI do geossintético GTX1.

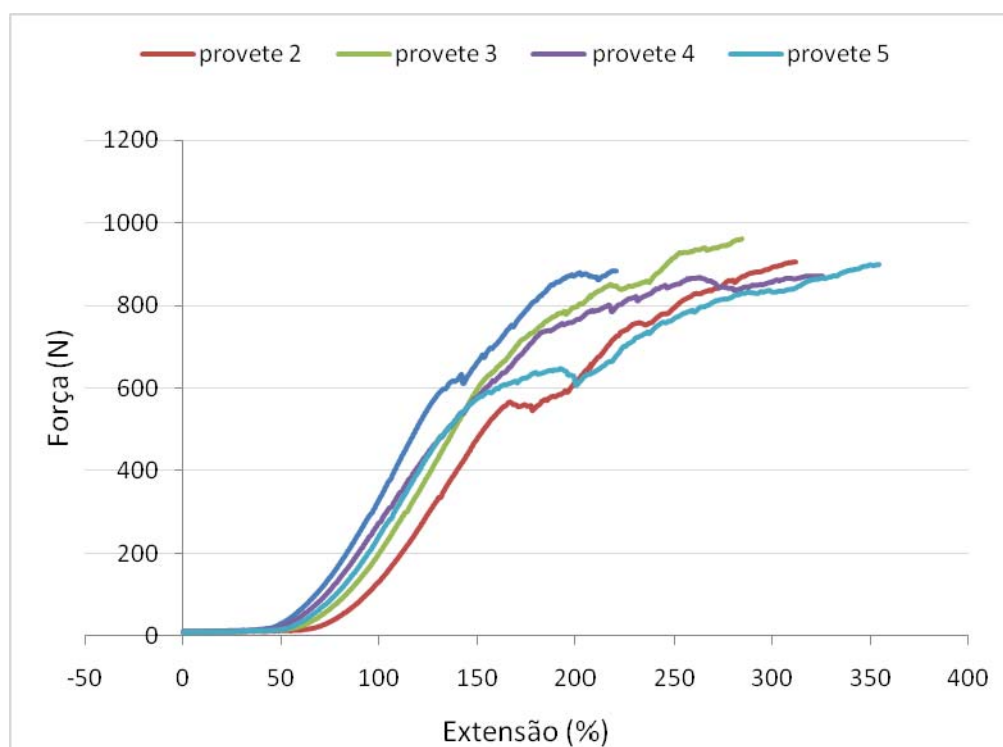


Figura 3.24 - Curva carga-extensão dos provetes de GTX1 danificados.

Na Figura 3.25 encontram-se expostas as curvas força-extensão referentes aos provetes do geossintético GTX1 submetidos a DDI conjuntamente com o geossintético GM.

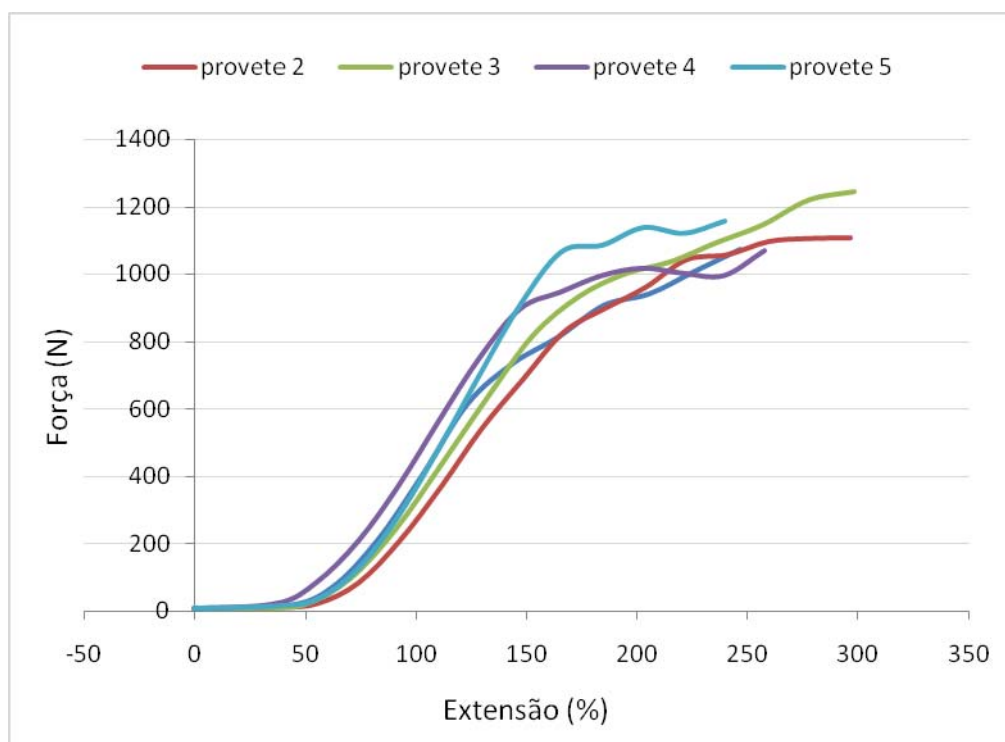


Figura 3.25 - Curva força-extensão dos provetes de GTX1 de protecção aos provetes de GM.

Para tentar sintetizar e facilitar a interpretação dos resultados obtidos, na Figura 3.26 estão representados os valores médios da força máxima de rasgamento para o geossintético GTX1, nos seus diferentes tipos de amostra.

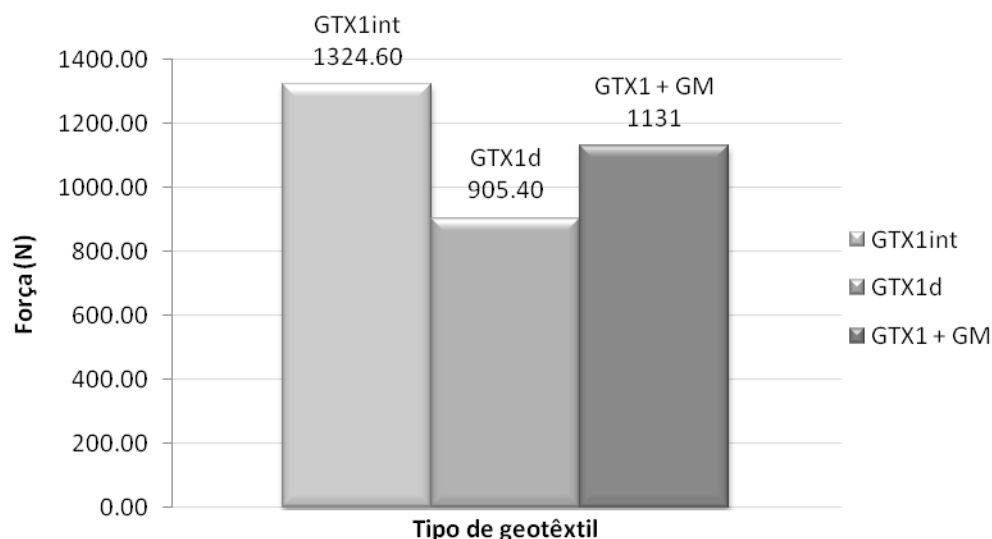


Figura 3.26 – Resistência máxima média do GTX1 intacto e danificado isoladamente e em contacto com a GM.

Como se pode verificar, após danificação há redução da força máxima de rasgamento do GTX1. No entanto, é de referir que essa redução é mais significativa quando este geossintético é submetido a ensaios de DDI isoladamente. De facto, parece haver (em termos de resistência ao rasgamento do GTX1) alguma protecção pela existência da GM.

3.8.3. Geossintético GTX2

No Quadro 3.13 são apresentados os valores da força máxima de rasgamento e os respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variação para cada um dos tipos de amostras de GTX2 considerados.

Quadro 3.13 – Resistência ao rasgamento do geotêxtil GTX2.

Ensaio de tracção			Amostras danificadas			
Material			Força de cedência (N)	Deformação de cedência (%)	Força de rotura (N)	Deformação para a força de rotura (%)
GM + GTX2	Geomembrana em Pead	1	222.00	9.69	126.00	197.19
		2	249.00	11.06	106.00	132.40
		3	250.00	11.08	176.00	340.72
		4	254.00	10.30	187.00	369.89
		5	229.00	10.28	269.00	395.17
		Média (N)	240.80	10.48	172.80	287.07
		Desvio padrão	14.31	0.59	63.48	115.57
		Coeficiente de variação (%)	5.94	5.63	36.74	40.26

Após análise do Quadro 3.13 pode-se verificar que os coeficientes de variação para as diversas amostras variam entre 11,44% e 18,68%, o que significa que não houve aumento significativo da heterogeneidade dos resultados após DDI.

Na Figura 3.27 estão representadas as curvas força-extensão referentes aos provetes de referência do geossintético GTX2 ensaiados.

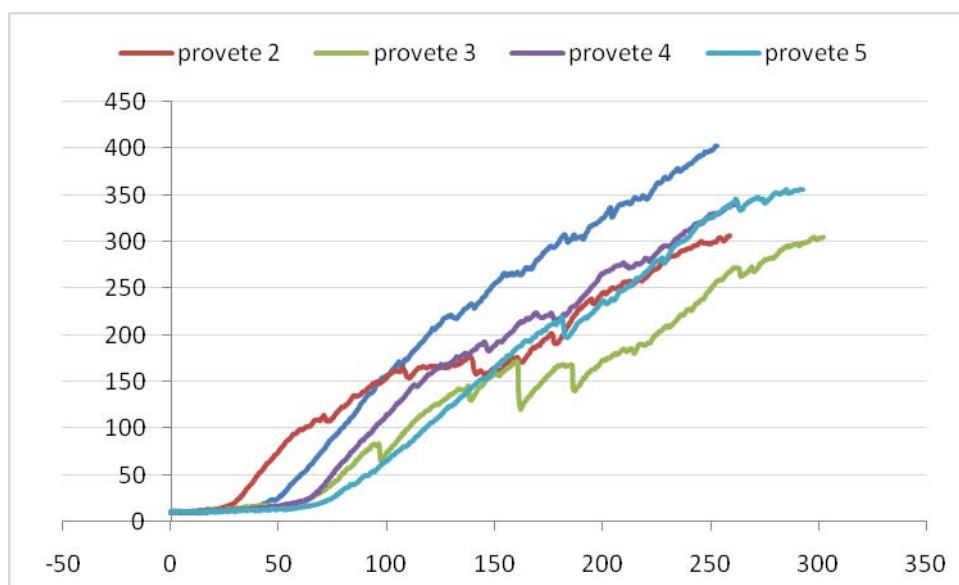


Figura 3.27 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de referência.

Na Figura 3.28 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes submetidos a DDI do geossintético GTX2.

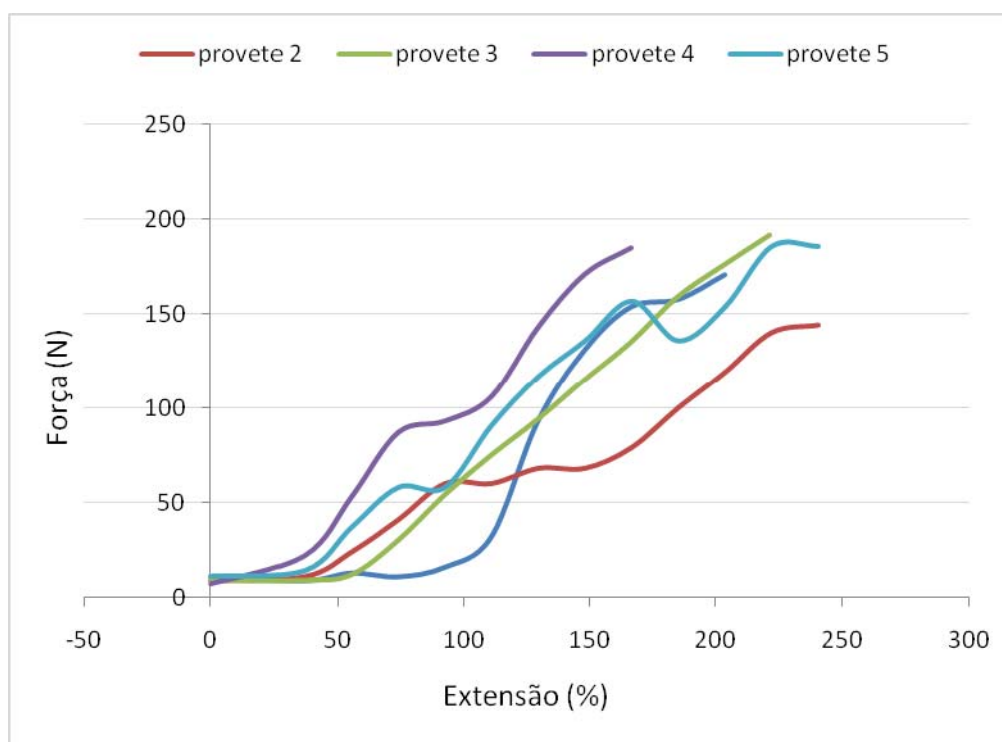


Figura 3.28 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 danificados.

Na Figura 3.29 estão expostas as curvas força-extensão referentes aos provetes do geossintético GTX2 submetidos a DDI conjuntamente com o geossintético GM.

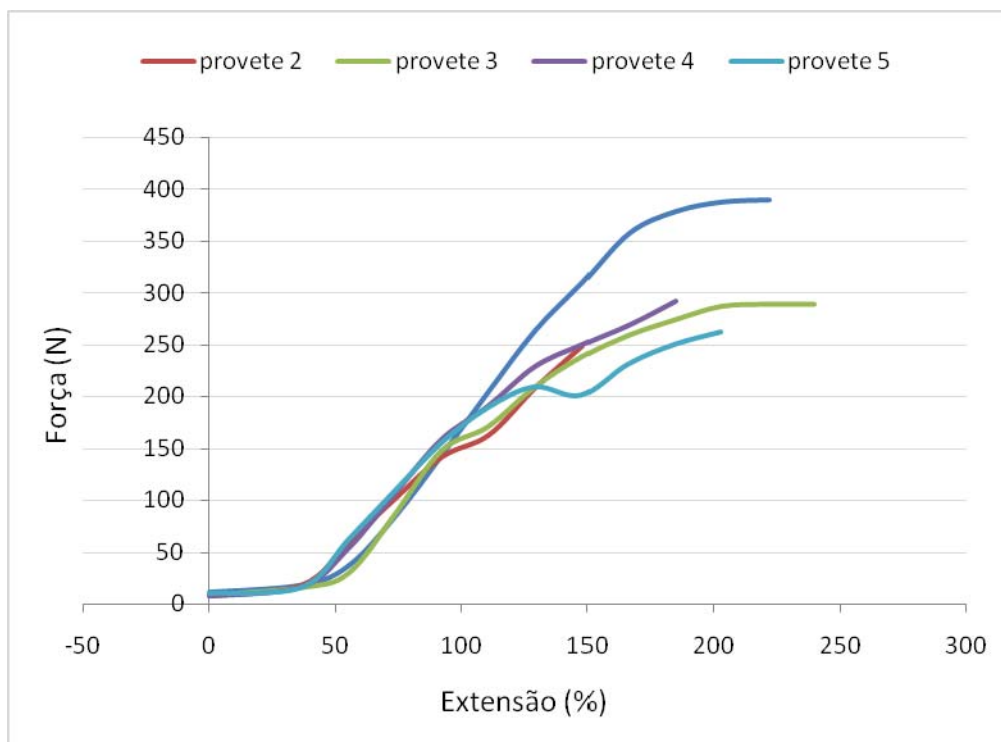


Figura 3.29 - Curva força-extensão dos provetes de GTX2 de protecção aos provetes de GM.

Numa tentativa de sintetizar e facilitar a interpretação dos resultados obtidos, a Figura 3.30 representa os valores médios da força máxima de rasgamento para o geossintético GTX2, nos seus diferentes tipos de amostra.

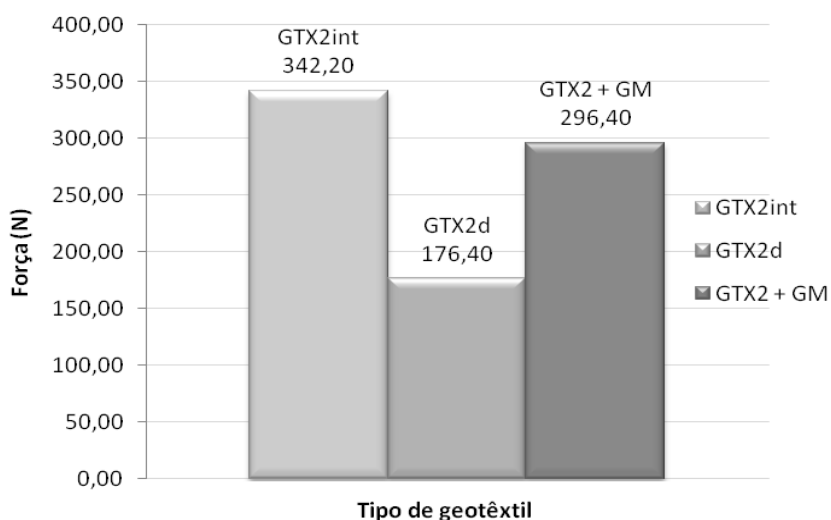


Figura 3.30 – Resistência máxima média do GTX2 intacto e danificado isoladamente e em contacto com a GM..

Como se pode verificar e à semelhança do que foi observado para o GTX1, após danificação há redução da força máxima de rasgamento do GTX2. No entanto, é de

referir que essa redução é mais significativa quando este geossintético é submetido a ensaios de DDI isoladamente. De facto, parece haver (em termos de resistência ao rasgamento do GTX2) alguma protecção pela existência da GM.

3.8.4. Geossintético GM

No Quadro 3.14 encontram-se representados os valores da força máxima de rasgamento e os respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variação para cada amostra da GM.

Quadro 3.14 – Resistência ao rasgamento da geomembrana GM.

Ensaio de rasgamento	Provetes de GM			
Provete nº	GMint	GMd	GM + GTX1	GM + GTX2
	Força máxima (N)	Força máxima (N)	Força máxima (N)	Força máxima (N)
1	298.1	351.00	316.00	331.00
2	282.5	349.00	343.00	337.00
3	279.3	370.00	332.00	335.00
4	287	348.00	352.00	333.00
5	297.5	334.00	343.00	336.00
Média	288.88	350.40	337.20	334.40
Desvio padrão	8.59	12.86	13.81	2.41
Coeficiente de variação (%)	2.97	3.67	4.10	0.72

Após observação do Quadro 3.14 é possível verificar que os coeficientes de variação para as diversas amostras variam entre 0,72% e 4,10%, o que traduz a pequena variabilidade de resultados obtidos para os provetes de cada tipo de amostra de GM considerada.

Na Figura 3.31 são apresentadas as curvas força-extensão referentes aos provetes submetidos a DDI do geossintético GM. Como se pode verificar estas curvas são muito próximas.

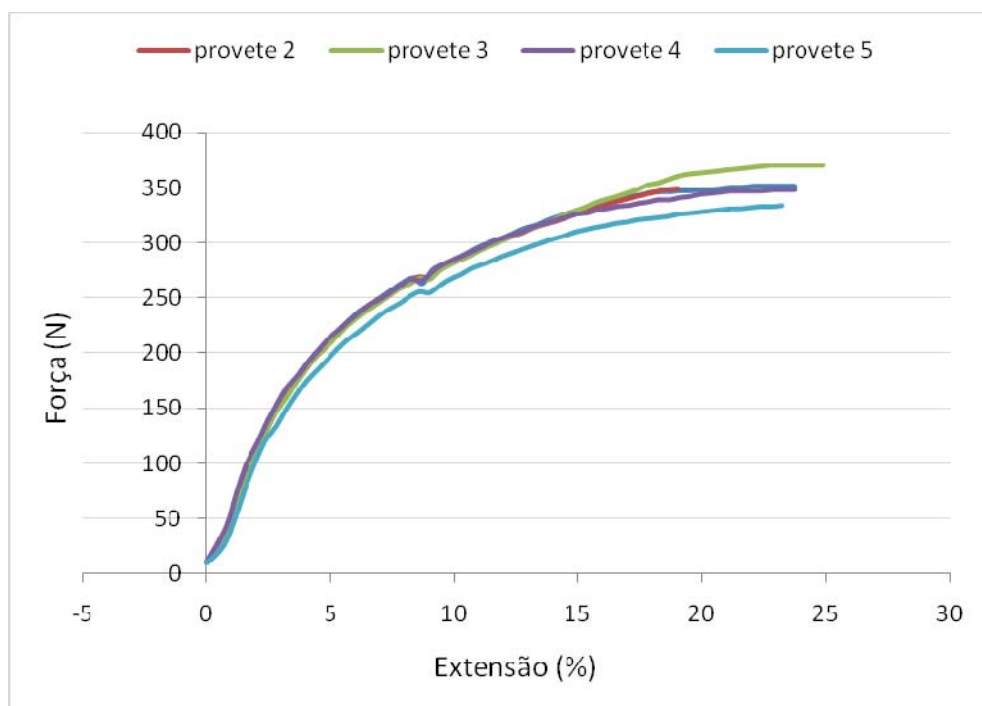


Figura 3.31 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados.

Na Figura 3.32 estão expostas as curvas força-extensão referentes aos provetes do geossintético GM submetido a DDI conjuntamente com o geossintético GTX1.

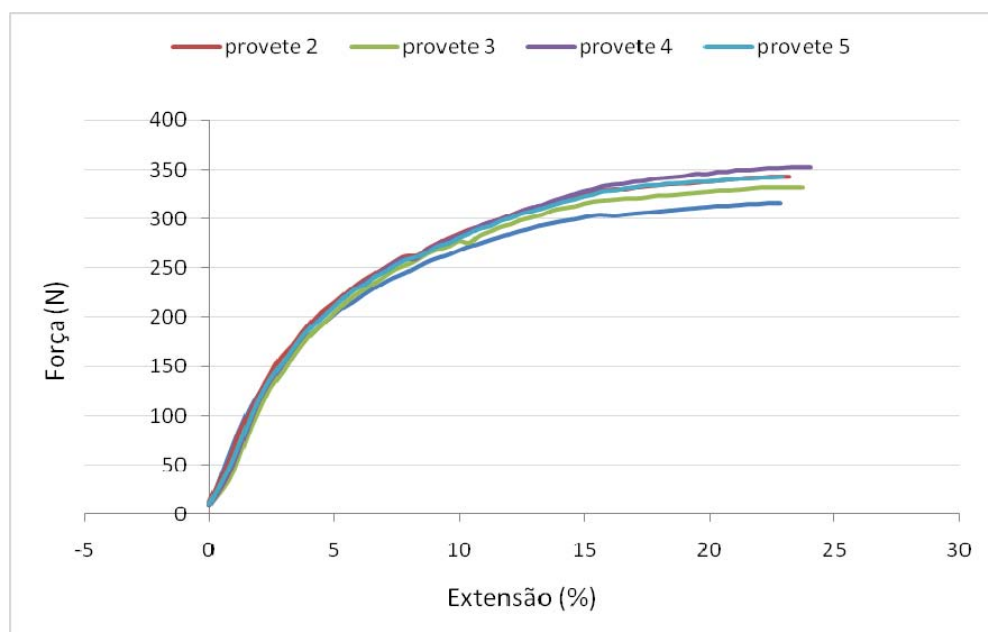


Figura 3.32 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção de provetes de GTX1.

Na Figura 3.33 encontram-se representadas as curvas força-extensão referentes aos provetes do geossintético GM submetido a DDI conjuntamente com o geossintético GTX2.

É curioso verificar que estas últimas são as curvas que mostram maior proximidade.

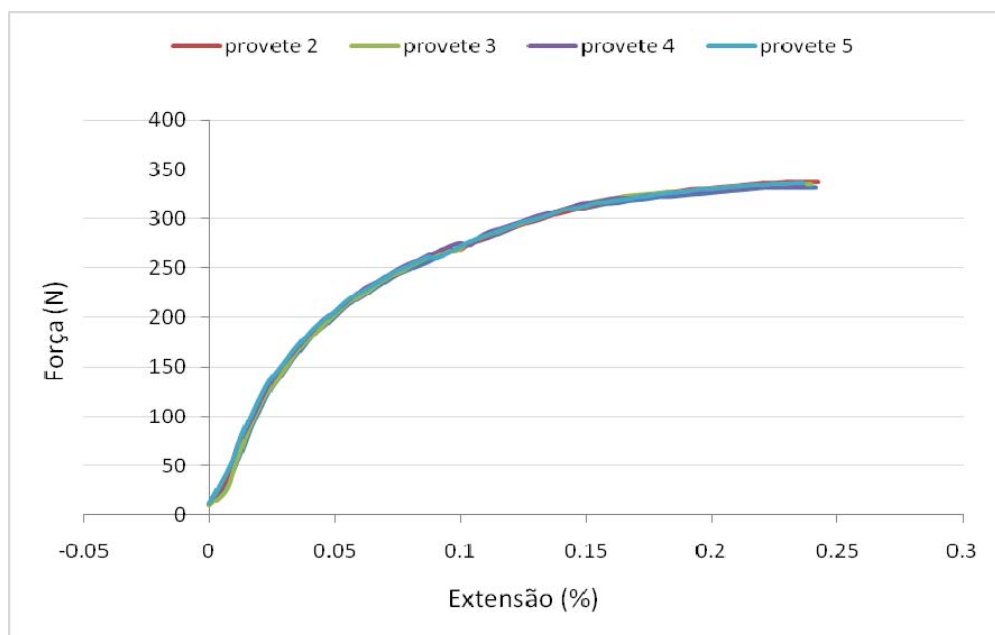


Figura 3.33 - Curva força-extensão dos provetes de GM danificados com protecção de provetes de GTX2.

Como forma de tentar sintetizar e ajudar na interpretação dos resultados, a Figura 3.34 representa os valores médios da força máxima de rasgamento para o geossintético GM, nos seus diferentes tipos de amostra.

Para este geotêxtil a tendência observada é oposta à correspondente para o GTX1. De facto, a amostra intacta do GTX2 é aquela em que a força de rasgamento é menor, aumentando nos diferentes tipos de amostras danificadas. Esse aumento é mais significativo no material submetido a ensaios laboratoriais de DDI isoladamente.

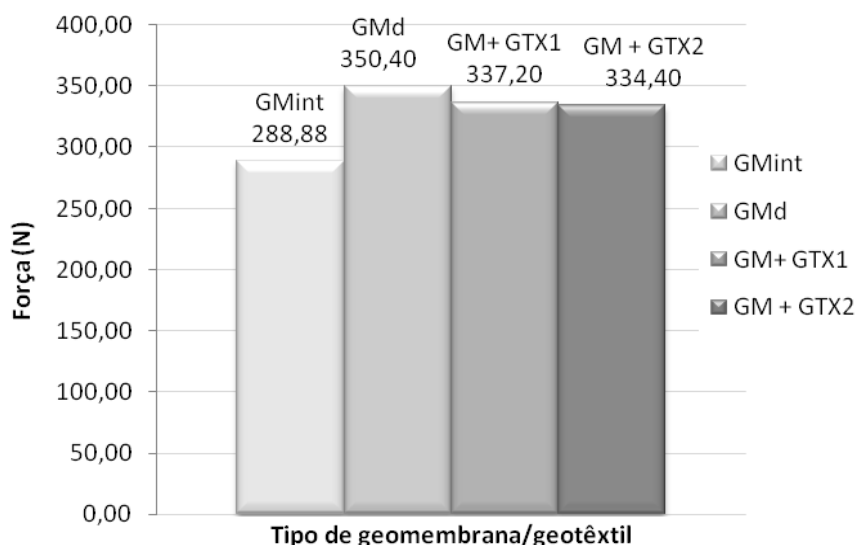


Figura 3.34 – Resistência máxima média da GM intacta e danificada isoladamente e em contacto com os GTXs..

3.9. Discussão de resultados

3.9.1. Considerações gerais

Como foi possível analisar através dos resultados apresentados anteriormente, verifica-se que nas amostras submetidas a ensaios de DDI ocorrem modificações importantes no seu comportamento mecânico a curto prazo, tais como a redução da resistência ao rasgamento, da resistência à tracção e da extensão correspondente.

Como forma de avaliar a redução das propriedades mecânicas dos geossintéticos, avaliar-se a resistência residual, $R_{Residual}$ (%), das amostras danificadas comparativamente às respectivas amostras de referência. A resistência residual pode ser determinada através da Equação (3.1).

$$R_{Residual} = \frac{R_{danificada}}{R_{intacta}} \times 100 \quad (3.1)$$

$R_{danificada}$ Resistência das amostras danificadas (KN/m)

$R_{intacta}$ Resistência das amostras intactas (KN/m)

Os valores residuais são determinados de forma análoga para as restantes grandezas obtidas a partir dos ensaios de tracção e rasgamento.

3.9.2. Resultados dos ensaios de tracção

3.9.2.1. Geossintéticos GTX1 e GTX2

Na Figura 3.35a apresenta-se a resistência residual do GTX1, para a situação normal de danificação e para o caso em que este foi submetido a danificação quando se encontrava a desempenhar a função de protecção da geomembrana. Na Figura 3.35b encontram-se os coeficientes de variação para a amostra intacta e para as amostras danificadas do GTX1.

Na Figura 3.36a está representada a resistência residual do GTX2 para a relação entre a amostra intacta com a amostra danificada e entre a amostra intacta com a amostra de geotêxtil danificado em conjunto com a geomembrana. Na Figura 3.36b estão representados os coeficientes de variação para a amostra intacta e para as amostras danificadas do GTX2.

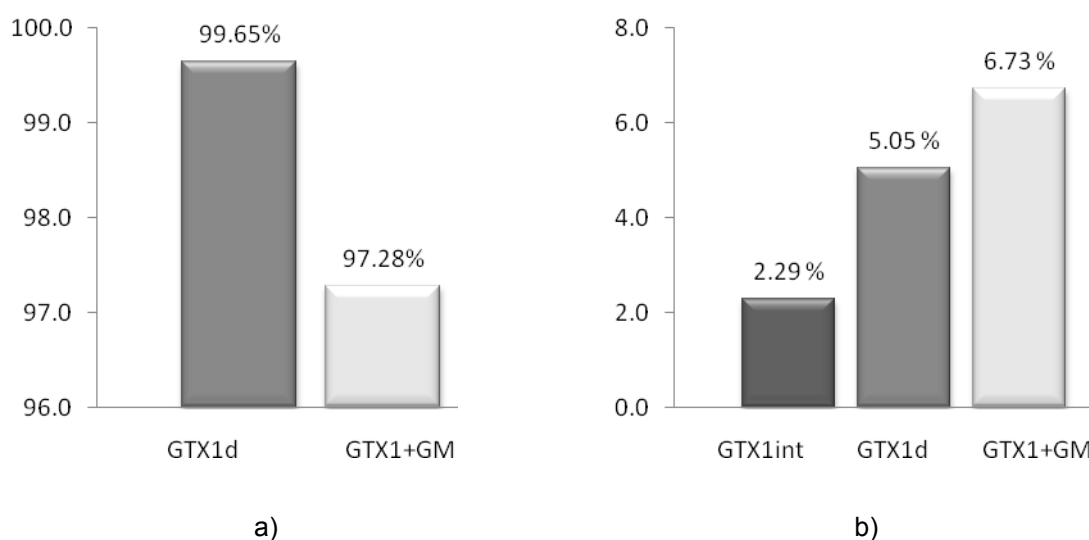


Figura 3.35 – Geossintético GTX1: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente.

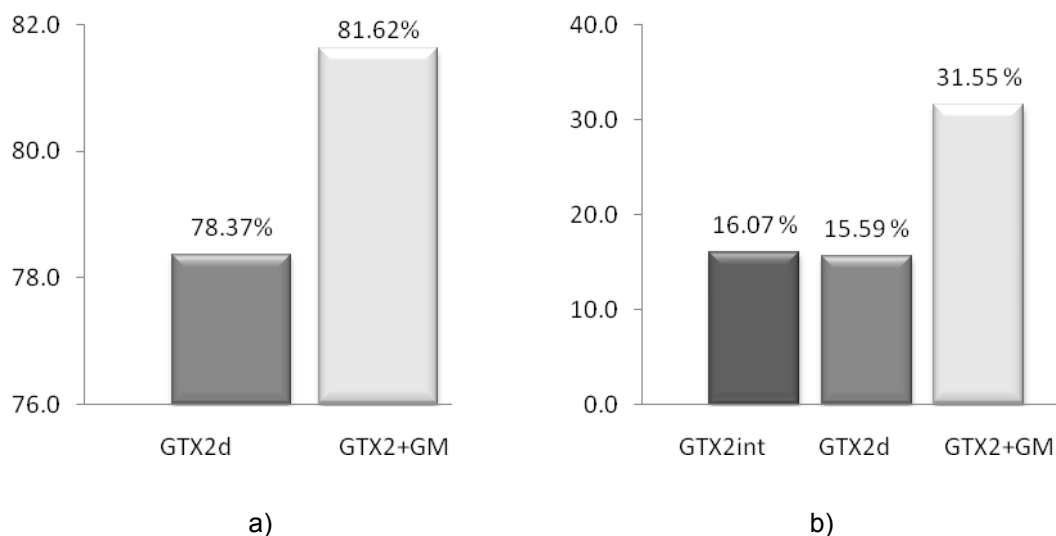


Figura 3.36 – Geossintético GTX2: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente.

Os valores de resistência retida são bastante elevados, o que pode ser explicado pelo facto de os geotêxteis serem não tecidos, pois estudos anteriores revelaram uma maior sensibilidade dos geotêxteis tecidos à danificação (Paula, 2003).

Estes geotêxteis exibem tendências distintas após serem submetidos a DDI isoladamente ou junto à GM

O geotêxtil de protecção à geomembrana (GTX1) revela um valor de resistência residual inferior à amostra danificada isoladamente. Note-se ainda que esta diferença de valores é muito pequena (cerca de 2%). Este facto pode ser explicado pelo facto de a geomembrana confinar o geotêxtil impedindo o seu ajustamento ao corundo na sua face inferior. Assim, neste caso o conjunto é mais rígido, adaptando-se menos às cargas aplicadas durante o ensaio de DDI. E, consequentemente, sendo mais afectado pelo ensaio.

No entanto, para o GTX2 a tendência observada é a oposta: após DDI em contacto com a GM a resistência residual é mais elevada (81,62%) do que quando o GTX2 é submetido a ensaios de DDI isoladamente (78,37%). Esta seria a tendência esperada, caso se entendesse que o efeito protector dos GTX à GM fosse recíproco. Estes resultados parecem indicar que se reciprocidade pode depender da massa por unidade de área do GTX.

Verifica-se ainda que as amostras do material GTX1 possuem valores superiores de resistência residual, comparativamente ao mesmo tipo de amostra do material GTX2. Este resultado pode ser atribuído à diferença de massa por unidade de área dos

materiais, dado que a do GTX1 (800g/cm^2) é claramente superior que à do GTX2 (190g/cm^2).

Em relação aos coeficientes de variação estes reflectem a vulnerabilidade do GTX2, apresentando-se mais altos que os do GTX1, material este que obteve coeficientes de variação bastante baixos (sempre inferiores a 7%). Mais uma vez a diferença de valores entre os dois geotêxteis deve ser causada pela desigualdade da massa por unidade de área destes.

Na Figura 3.37a está representada a extensão residual no GTX1, para os vários tipos de amostras considerados. Na Figura 3.37b encontram-se os coeficientes de variação correspondentes para a amostra intacta e para as amostras danificadas do GTX1.

Na Figura 3.38a apresenta-se a resistência residual do GTX2 para os diferentes tipos de amostra considerados. Na Figura 3.38b são apresentados os coeficientes de variação correspondentes para a amostra intacta e para as amostras danificadas do GTX2.

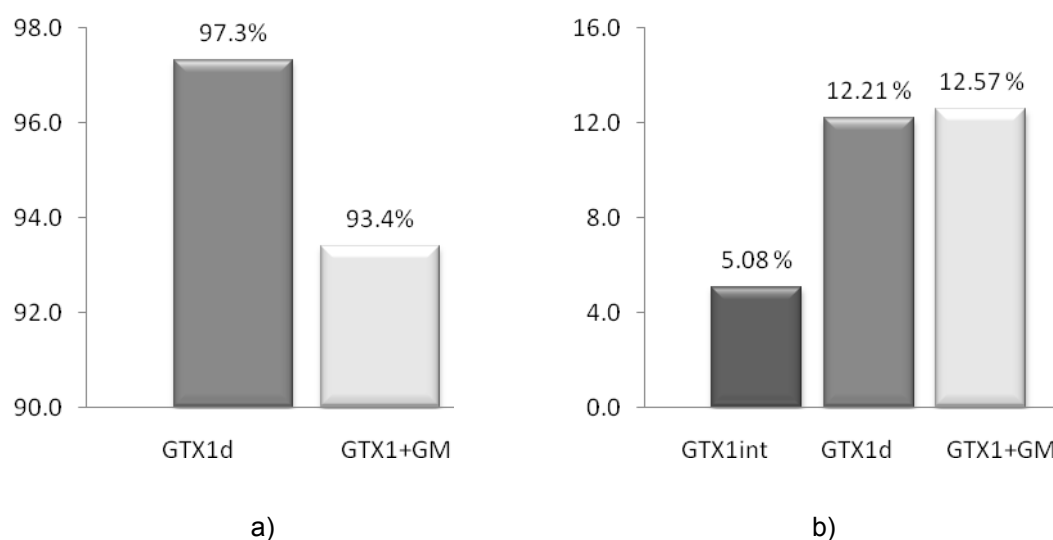


Figura 3.37 – Geossintético GTX1: a) extensão residual após DDI; b) coeficiente de variação.

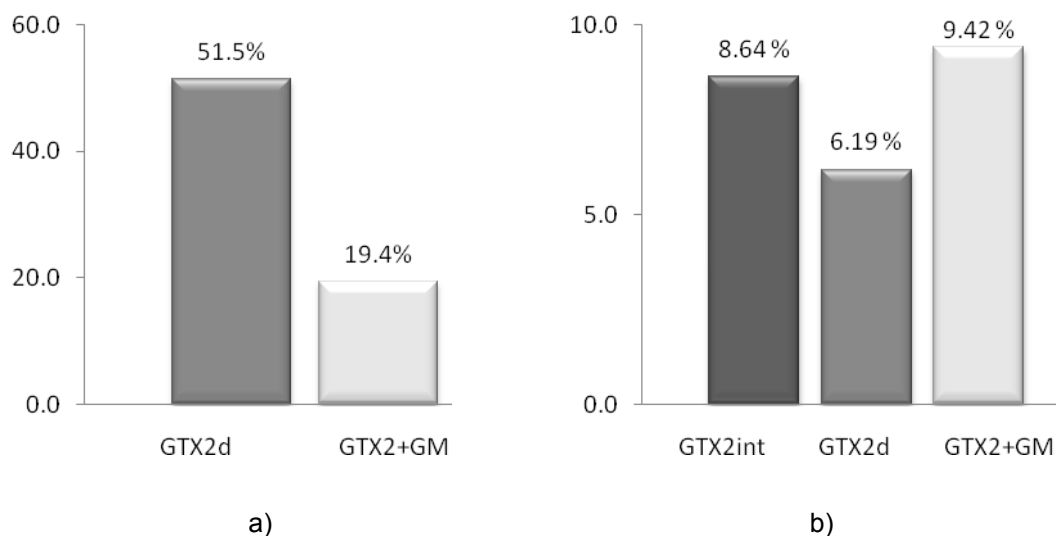


Figura 3.38 – Geossintético GTX2: a) extensão residual após DDI; b) coeficiente de variação.

Em relação à extensão residual verifica-se também um comportamento diferenciado dos geotêxteis, pois o GTX1 mantém os seus valores próximos de 100% (97,3% e 93,4%, para ensaios do GTX1 isolado ou em contacto com a GM, respectivamente), o que indica que quase não ocorreu redução da extensão após a danificação. No entanto, o GTX2 demonstra valores de extensão residual relativamente baixos (51,5% e 19,4%, para ensaios do GTX2 isolado ou em contacto com a GM, respectivamente), demonstrando fragilidade do material à danificação.

Quanto às amostras GTX1+GM e GTX2+GM, neste caso, a tendência observada é a mesma nos dois casos. Assim, após ensaios de DDI em contacto com a GM, tanto o GTX1 como o GTX2 têm reduções da extensão mais elevadas do que quando submetidos a ensaios de DDI isoladamente. No entanto, é essencial salientar a particularidade de a redução da extensão residual ser muito significativa para o material GTX2.

Denota-se assim um comportamento distinto de cada geotêxtil, podendo-se concluir que ambos mantêm grande parte da sua capacidade resistente mas quanto à capacidade de deformarem sem atingirem a rotura, apenas o geossintético GTX1 mantém as suas propriedades, enquanto que o material GTX2 demonstra uma elevada redução destas.

Os coeficientes de variação dos geossintéticos não apresentam grande disparidade de valores, no entanto, em geral, após DDI estes são um pouco elevados. Esta tendência é típica de amostras submetidas a ensaios de DDI, já que, mesmo depois de ensaios laboratoriais, realizados sob condições análogas, é comum haver maior

dispersão de comportamento em relação ao observado para as amostras intactas correspondentes.

Note-se que, apesar de ser o GTX menos afectado pela DDI induzida, as variações observadas no coeficiente de variação das grandezas obtidas para o GTX1 são mais importantes.

3.9.2.2. Geossintético GM

A resistência à tracção e a resistência residual da GM danificada isoladamente e em contacto com os GTXs apresentados são referentes à tensão de cedência.

A Figura 3.39a e a Figura 3.39b representam a resistência residual e o coeficiente de variação da resistência à tracção da geomembrana (GM), submetida a danificação laboratorial nas diferentes condições estudadas.

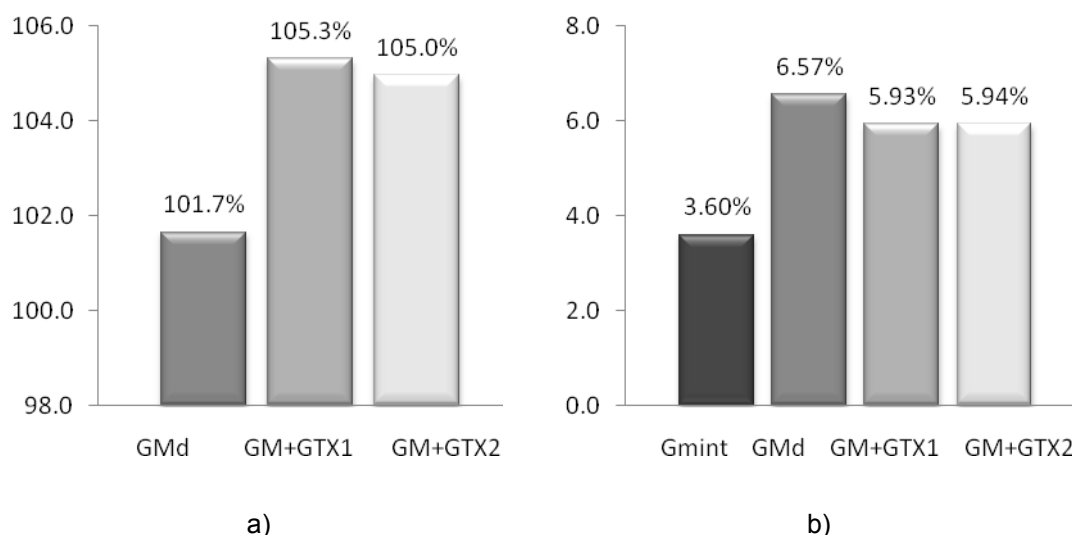


Figura 3.39 – Geossintético GM: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente.

Como é possível verificar, as resistências residuais obtidas são superiores a 100%, o que se deve ao facto de os provetes de material intacto demonstrarem resistências à tracção inferiores às dos provetes danificados. Como os valores de resistência residual são semelhantes pode-se concluir que a geomembrana resiste facilmente à danificação induzida nas condições consideradas neste trabalho.

É ainda de referir que é claro o efeito de protecção conferido pelos geotêxteis, já que a resistência residual obtida para as amostras de GM após ensaios laboratoriais de DDI em contacto com o GTX1 e com o GTX2 é superior ao valor correspondente para a

GM ensaiada isoladamente. Relativamente à GM, a eficácia da protecção, em termos de resistência residual, parece ser semelhante.

A amostra de GM intacta apresenta um coeficiente de variação bastante baixo que se deve à homogeneidade do material. Quanto aos coeficientes de variação da resistência à tracção após DDI verifica-se que as amostras danificadas apresentam valores semelhantes entre si e relativamente baixos, embora superiores ao valor referente à amostra intacta.

A GM é constituída por uma folha de polímero (PEAD) de estrutura contínua. Assim, o efeito da DDI induzida é distribuído por toda a superfície da GM, o que diminui as acções localizadas.

Na Figura 3.40a está representada a extensão residual no geossintético (GM), para as amostras após a DDI induzida. Na Figura 3.40b encontram-se os coeficientes de variação correspondentes para a amostra intacta e para as amostras danificadas da GM.

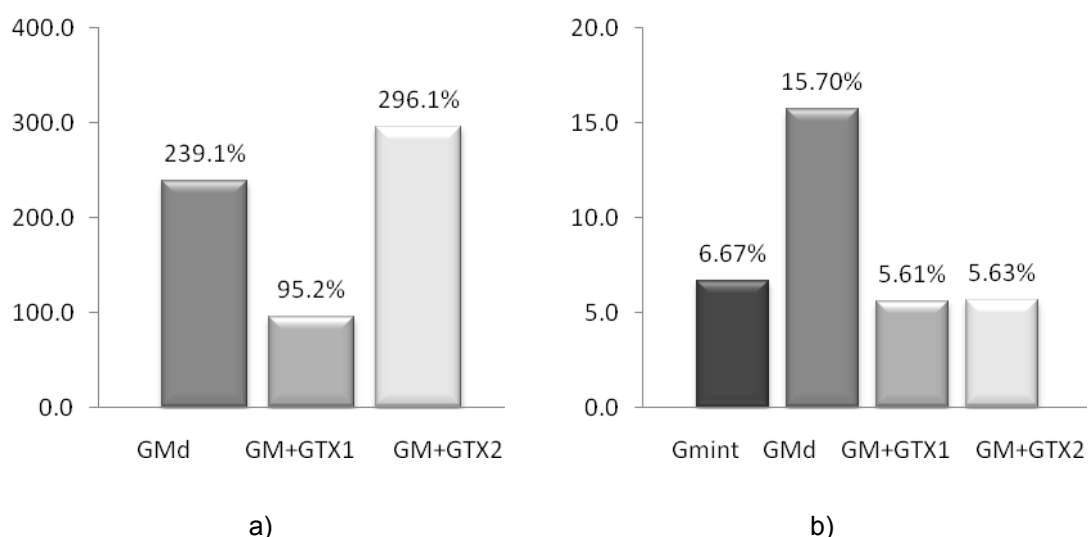


Figura 3.40 – Geossintético GM: a) extensão residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente.

Tal como foi referido anteriormente, os provetes de GM intacta revelaram valores de resistência e extensão inferiores aos dos provetes de GM submetidos aos ensaios de danificação, com excepção da extensão dos provetes ensaiados com protecção do GTX1. Devido à elevada massa por unidade de área e espessura do GTX1, este confere grande protecção à geomembrana, sendo essa a razão apontada para a similaridade dos seus resultados com os da geomembrana intacta.

Os coeficientes de variação apresentam grande homogeneidade entre si, com exceção das amostras de geomembrana danificadas, que apresentam um coeficiente de 15,7%. Como estes provetes foram ensaiados sem qualquer tipo de protecção, ficando assim mais expostos à danificação, é razoável que apresentem uma maior disparidade de resultados.

3.9.3. Resultados dos ensaios de rasgamento

3.9.3.1. Geossintéticos GTX1 e GTX2

A Figura 3.41a representa a resistência residual no GTX1, para as diferentes amostras obtidas após DDI. Na Figura 3.41b encontram-se apresentados os coeficientes de variação respectivos para a amostra intacta e para as amostras danificadas do GTX1.

Na Figura 3.42a expõe-se a resistência residual do GTX2 dos diferentes tipos de amostra obtidos após DDI. Na Figura 3.42b são apresentados os coeficientes de variação correspondentes para a amostra intacta e para as amostras danificadas do GTX2.

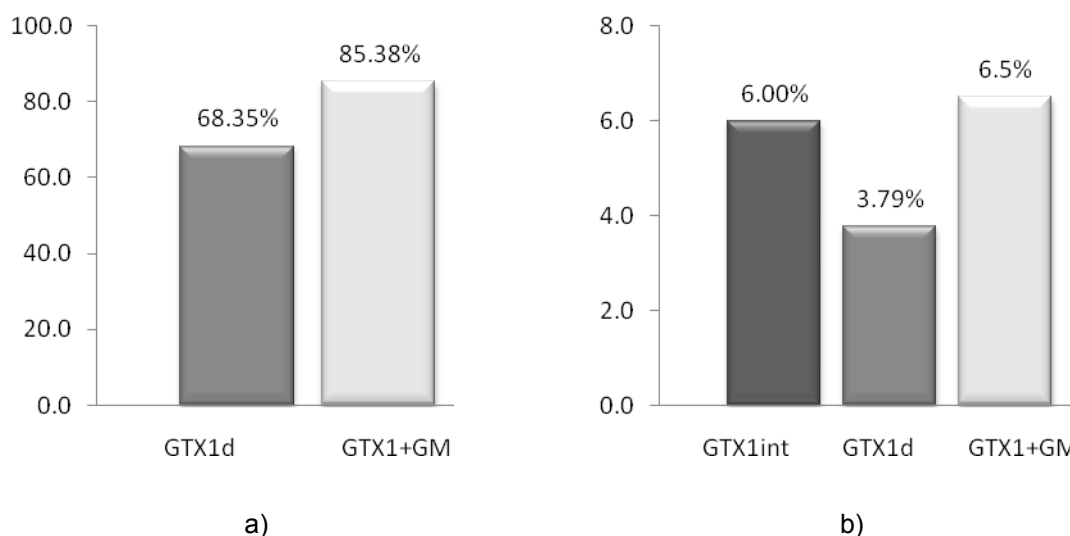


Figura 3.41 – Geossintético GTX1: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente.

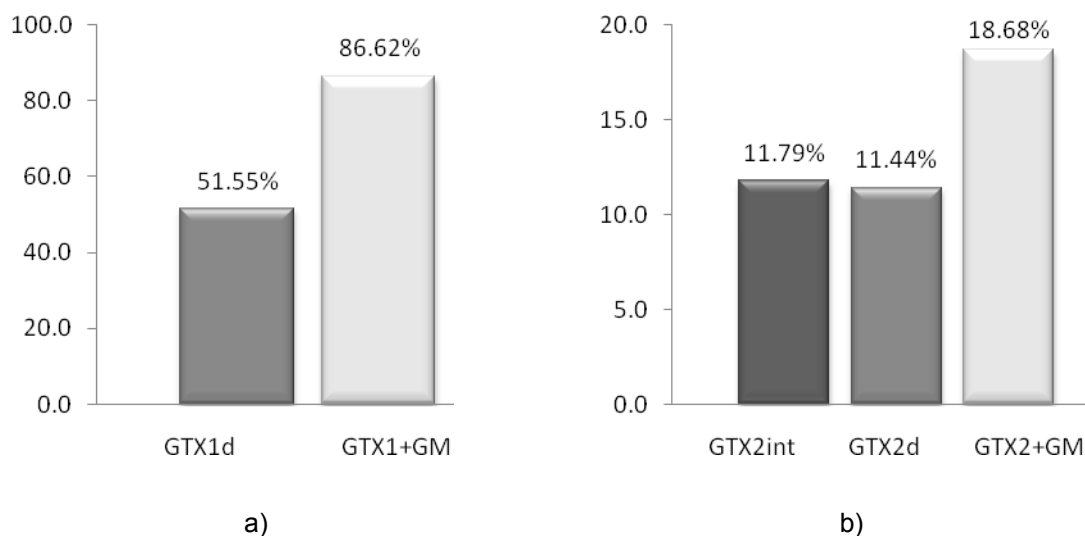


Figura 3.42 – Geossintético GTX2: a) resistência residual após DDI; b) coeficiente de variação correspondente.

Em relação aos provetes ensaiados ao rasgamento, verificou-se que após a danificação, estes sofrem uma redução significativa da sua capacidade resistente. No entanto, os provetes de GTX1 e GTX2 que exerceram a função de protecção das amostras de geomembrana, sofreram uma redução de resistência ao rasgamento menor (cerca de 15% e 13%, para o GTX1 e GTX2, respectivamente), facto que se deve à protecção que a geomembrana acaba por também proporcionar ao geotêxtil.

Note-se que o efeito desta protecção não é o mesmo em termos de resistência à tracção e resistência ao rasgamento.

Verifica-se ainda que os provetes de GTX2 de protecção à geomembrana apresentam um coeficiente de variação relativamente superior aos das restantes amostras, o que ocorre porque ao realizar a protecção da geomembrana fica confinado entre esta e o corundo, pelo que deixa de ter capacidade de se adaptar às partículas do agregado, aumentando a sua danificação, o que resulta numa maior disparidade dos resultados.

3.9.3.2. Geossintético GM

A Figura 3.43a representa a resistência residual na geomembrana (GM), para as suas diferentes amostras após DDI. Na Figura 3.43b são apresentados os coeficientes de variação para as amostras de provetes intactos e danificados da GM.

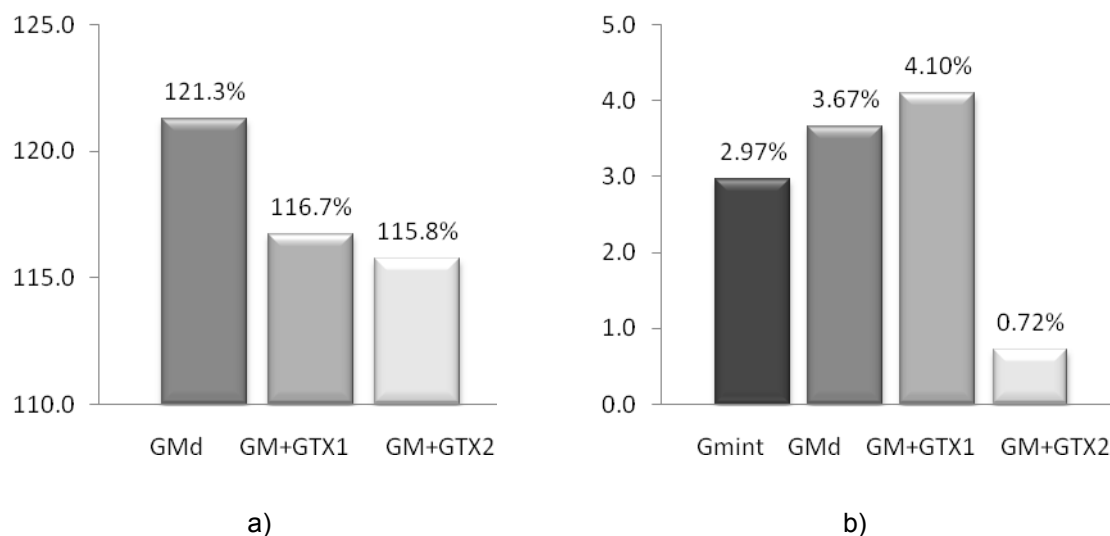


Figura 3.43 – Geossintético GM: a) resistência residual; b) coeficiente de variação correspondente.

Como já se havia verificado anteriormente, também para a GM a resistência ao rasgamento dos provetes intactos é inferior à dos provetes danificados, explicando assim o facto dos valores de resistência residual serem superiores a 100%.

Neste caso, i.e., em termos de resistência ao rasgamento, parece não haver o efeito de protecção da GM pelos GTX1 e GTX2, já que a resistência ao rasgamento residual para estas últimas condições é inferior ao valor correspondente para a GM submetida a ensaios de DDI isoladamente.

Os coeficientes de variação da resistência ao rasgamento residual da GM são bastante baixos reflectindo assim a homogeneidade do material ensaiado e dos efeitos da DDI induzida.

3.10. Coeficientes de redução

O coeficiente de redução a aplicar aos efeitos da danificação durante a instalação aos geossintéticos são determinados através da comparação da resistência à tracção do material intacto ($R_{t\ ref}$) com a resistência à tracção do material submetido à danificação laboratorial ($R_{t\ DDI}$).

$$CR_{DDI} = \frac{R_{t\ ref}}{R_{t\ DDI}} \quad (3.2)$$

Os coeficientes de redução obtidos encontram-se representados no Quadro 3.15.

Quadro 3.15 – Resistência à tracção e coeficientes de variação correspondentes e coeficientes de redução para a resistência à tracção dos materiais estudados.

Geossintético	Intactas	Danificadas isoladamente	CR _{DDI}	Materiais de protecção				Materiais protegidos			
	T (KN/m)	T (KN/m)		GTX1	CR _{DDI}	GTX2	CR _{DDI}	GTX1	CR _{DDI}	GTX2	CR _{DDI}
	T (KN/m)	T (KN/m)		T (KN/m)	CR _{DDI}	T (KN/m)	CR _{DDI}	T (KN/m)	CR _{DDI}	T (KN/m)	CR _{DDI}
GTX1	41.46	41.31	1.00	40.33	1.03	-	-	-	-	-	-
C.V. GTX1 (%)	2.29	6.01	0.38	6.73	0.34	-	-	-	-	-	-
GTX2	11.07	8.68	1.28	-	-	9.04	1.23	-	-	-	-
C.V. GTX2 (%)	8.64	6.19	1.39	-	-	9.42	0.92	-	-	-	-
GM	229.40	233.20	0.98	-	-	-	-	241.60	0.95	240.80	0.95
C.V. GM (%)	3.60	15.71	0.23	-	-	-	-	5.93	0.61	5.94	0.61

Como se pode verificar alguns valores encontram-se a negrito, servindo para destacar os coeficientes de redução que relacionam valores de resistência à tracção superiores nas amostras danificadas que nas amostras intactas. Nestes casos, o coeficiente de redução a adoptar será o valor mínimo (1,0).

Para permitir a avaliação da dispersão dos resultados no Quadro 3.15 encontram-se também representados os coeficientes de variação da resistência à tracção das diversas amostras.

É possível verificar que o intervalo de valores é bastante reduzido, apresentando um mínimo de 1,0 e um máximo de 1,28 (GTX2 após DDI).

Através da avaliação do coeficiente de variação do GTX2 verifica-se que este material apresenta resultados dispersos, causados pela heterogeneidade do geotêxtil, pelo que já seria de esperar que fosse este a apresentar um maior coeficiente de redução.

3.11. Análise comparativa dos resultados obtidos por outros autores

3.11.1. Considerações iniciais

Como foi referido anteriormente, o estudo experimental realizado neste trabalho segue de perto a norma EN ISO 10722:2007 (Geosynthetics. Index test procedure for the

evaluation of mechanical damage under repeated loading. Damage caused by granular material). Esta norma sofreu algumas alterações recentemente (2007), havendo alguns estudos já realizados com a versão anterior da norma (ENV ISO 10722-1: 1997). Dadas essas alterações entendeu-se ser interessante realizar uma análise comparativa dos resultados produzidos pelas duas versões.

A principal diferença entre as duas versões da norma refere-se ao valor máximo da tensão a aplicar durante o ensaio: passou de 900kPa para 500kPa, com a actualização da norma. Assim, a versão inicial da norma é mais conservativa.

Pensou-se ainda ser importante relacionar para cada geossintético a sua resistência residual com a obtida através de ensaios de DDI com outros materiais confinantes (nomeadamente, solo granítico e solo calcário), já que se dispunha dos resultados correspondentes.

As análises comparativas referidas anteriormente apenas foram possíveis dado o recurso aos dados publicados em Pinho-Lopes (2006), Paula (2003), Morel (2003), Pinho-Lopes *et al.* (2006), Paula *et al.* (2004) e Silvano *et al.* (2004).

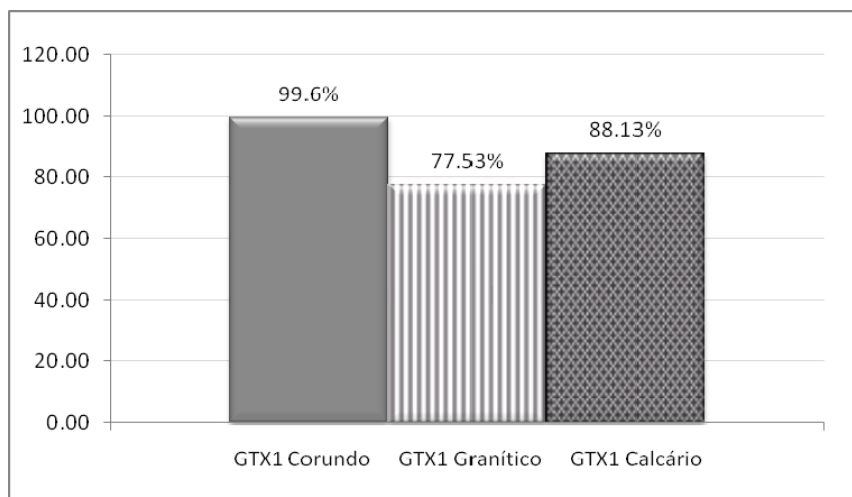
3.11.2. Simulação laboratorial da DDI

3.11.2.1. Geotêxteis

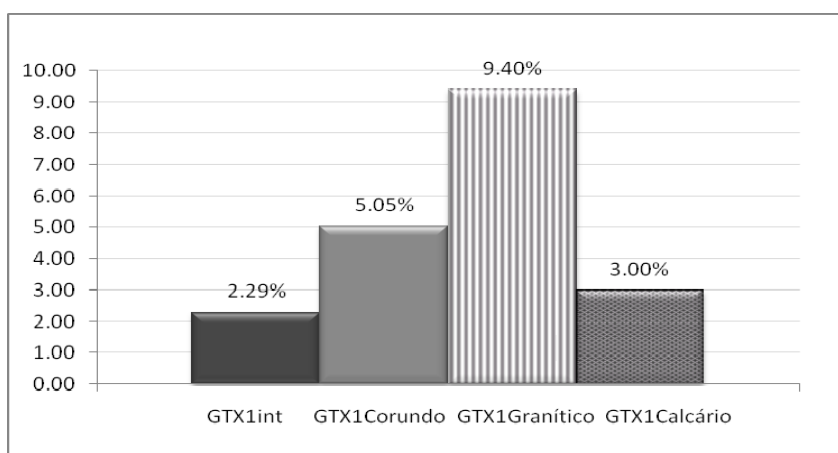
Nesta secção vai recorrer-se dos resultados obtidos por Paula (2003) para o GTX1 após ensaios de tracção de provetes do geotêxtil referido submetidos a ensaios laboratoriais de DDI, de acordo com a ENV ISO 10722-1: 1997. Este autor utilizou dois agregados naturais (um de origem granítica e outro de origem calcária) em alternativa ao agregado sintético. A granulometria dos agregados naturais e sintéticos é análoga.

Paula (2003) recorreu à versão original da norma de ensaio referida, pelo que a tensão máxima aplicada é de 900kPa. Os resultados obtidos neste trabalho referem-se a uma tensão máxima de 500kPa.

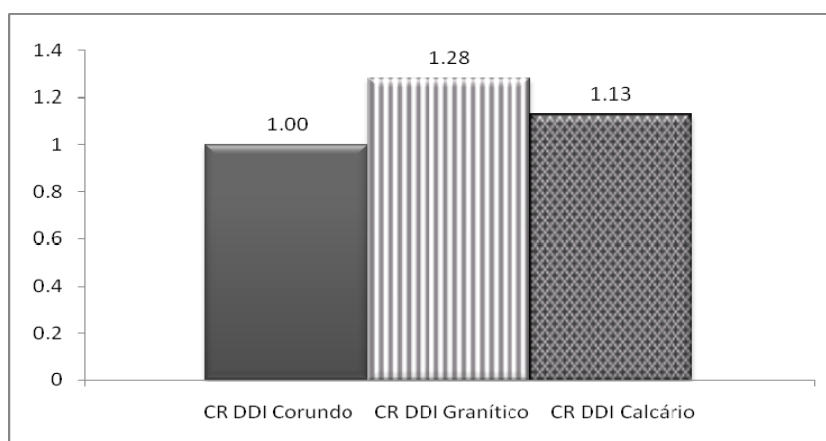
Na Figura 3.44a encontram-se representadas as resistências residuais e na Figura 3.44b os coeficientes de variação obtidos após ensaios de tracção do GTX1 obtidos neste trabalho e por Paula (2003).



a)



b)



c)

Figura 3.44 – Geossintético GTX1 após danificação em laboratório com diferentes agregados: a) resistência residual; b) coeficiente de variação; c) coeficiente de redução para a resistência à tracção.

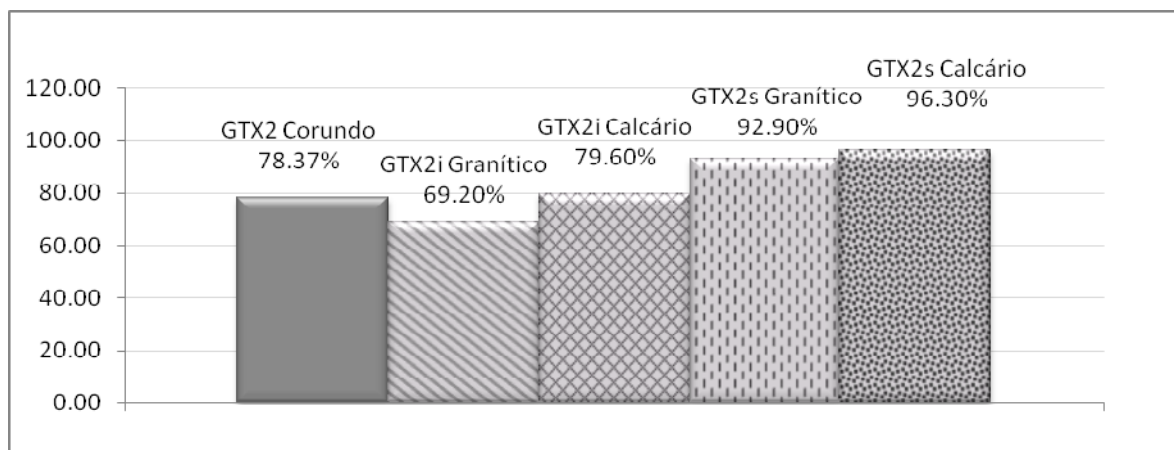
Dos resultados de Paula (2003) verifica-se que o agregado granítico é aquele que mais consequências implica no GTX1. Além disso, o material granítico produz uma maior heterogeneidade nos resultados, traduzida pelo elevado coeficiente de variação.

Pinho Lopes (2006) e Paula *et al.* (2004) constataam, embora para outros geossintéticos, que, para um mesmo valor da tensão máxima transmitida no ensaio de DDI (900kPa), os resultados obtidos com o agregado granítico são bastante próximos dos resultados obtidos com o agregado sintético. Assim, tendo por base essas conclusões, vai-se admitir que o resultado obtido para o GTX1 com o agregado granítico e uma tensão de 900kPa será muito semelhante ao valor correspondente obtido com o agregado sintético.

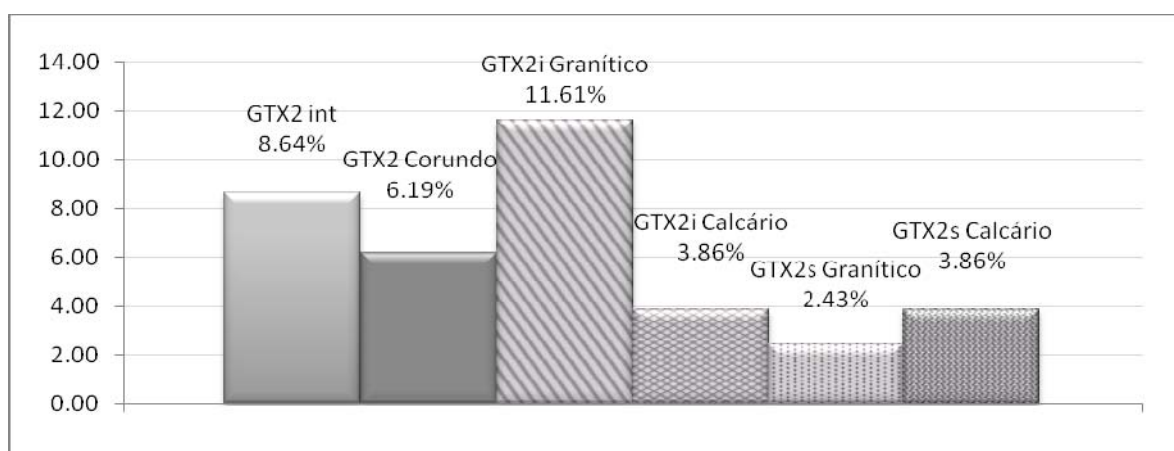
Da Figura 3.44a verifica-se que o resultado com o agregado sintético (500kPa) é o menos conservativo. Esta diferença deve-se essencialmente à diferença já referida de valores da tensão máxima aplicada durante o ensaio laboratorial de DDI. Este facto confirma a ideia inicial de que a versão actual da norma é menos conservativa.

Como se pode verificar na Figura 3.44, o solo granítico é o que resulta num maior coeficiente de redução para a resistência à tracção, que se deve à elevada perda da resistência.

Para avaliar os resultados obtidos neste trabalho com o GTX2 vai recorrer-se dos resultados obtidos por Morel (2003). Esta autora estudou dois geotêxteis semelhantes ao GTX2, aqui designados por GTX2i e GTX2s. Estes últimos geotêxteis foram submetidos a ensaios laboratoriais de DDI com os dois agregados naturais já referidos e com um valor máximo da tensão aplicada de 500kPa. Estes resultados são apresentados na Figura 3.45.



a)



b)

Figura 3.45 – Geossintéticos GTX2, GTX2i e GTX2s danificados em laboratório: a) resistência residual; b) coeficiente de variação correspondente; c) coeficiente de redução para a resistência à tracção.

Os geotêxteis GTX2i e GTX2s diferem do GTX2 na massa por unidade de área e na resistência à tracção. No Quadro 3.16 apresentam-se as características dos geotêxteis referidos.

Quadro 3.16 - Resistência nominal à tracção e respectiva m.u.a.

Geossintético	T_{nominal} (KN/m)	m.u.a.
GTX2i	12	165
GTX2	12.8	190
GTX2s	29	375

Na Figura 3.46 é possível comparar os coeficientes de redução obtidos para os geossintéticos GTX2, GTX2i e GTX2s. Para avaliar os efeitos da DDI é comum fazer este tipo de análise, mesmo para interpolar os possíveis efeitos da DDI. Neste caso, os resultados obtidos confirmam a validade dessa interpolação.

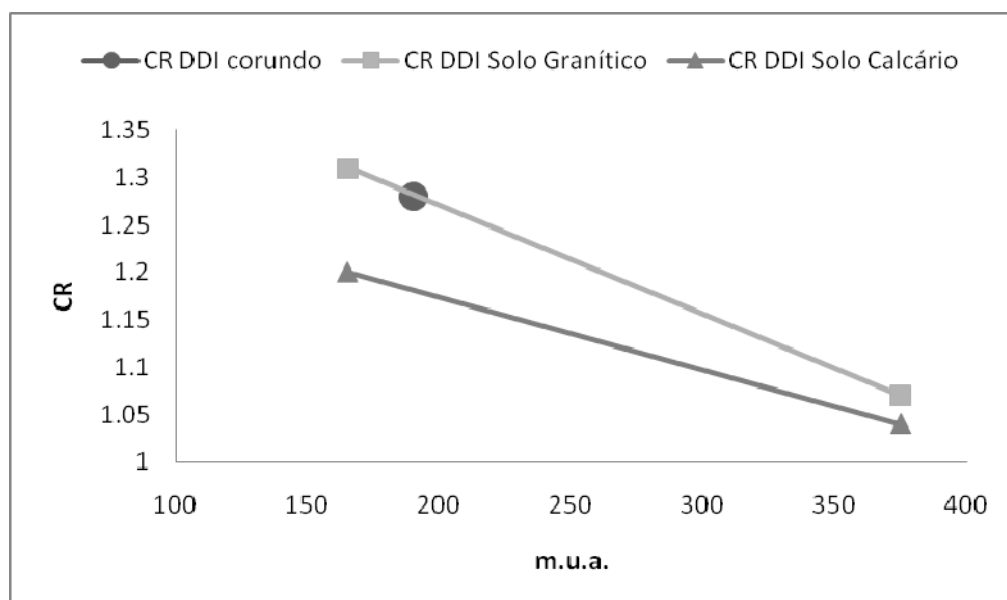


Figura 3.46 – Coeficientes de redução da DDI para os vários tipos de material confinante dos geotêxteis.

Através da análise da figura verifica-se ainda que a danificação realizada com o corundo adapta-se à linha de tendência da danificação realizada com o solo granítico, para um mesmo valor da tensão máxima aplicada. Este resultado confirma uma vez mais a análise feita anteriormente, para o GTX1.

Para tentar avaliar o efeito da DDI induzida em laboratório no GTX2 com os agregados granítico e calcário, realizou-se uma interpolação linear e através das equações das linhas de tendência dos geossintéticos GTX2i e GTX2s, determinou-se uma aproximação aos coeficientes de redução do geotêxtil GTX2 para os solos granítico e calcário.

Esses resultados são apresentados na Figura 3.47.

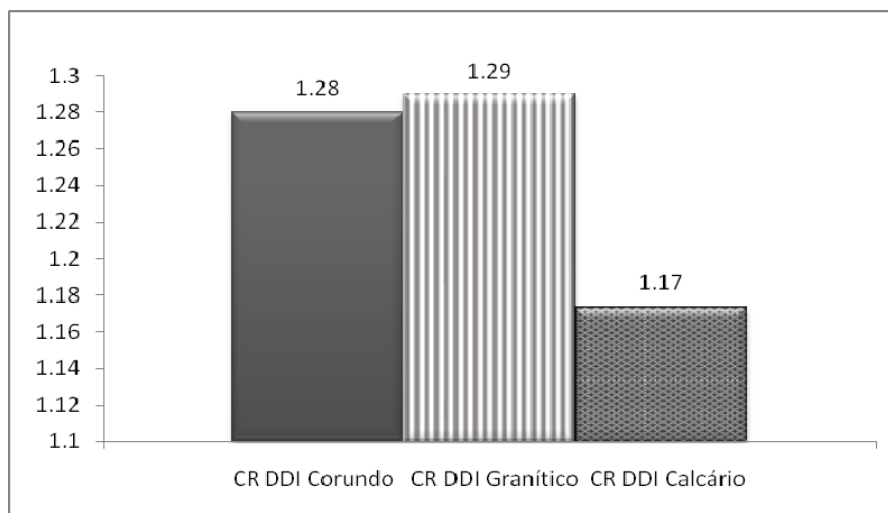


Figura 3.47 – Geossintéticos GTX2: coeficiente de redução para a resistência à tracção obtido dos ensaios realizados e por interpolação dos resultados de Morel (2003).

Como é possível verificar pela Figura 3.47 o coeficiente de redução obtido dos ensaios com o corundo é praticamente coincidente com o obtido por interpolação para o agregado granítico, o que uma vez mais confirma a aproximação feita anteriormente. O agregado calcário é aquele que menores efeitos tem na resistência à tracção deste geotêxtil.

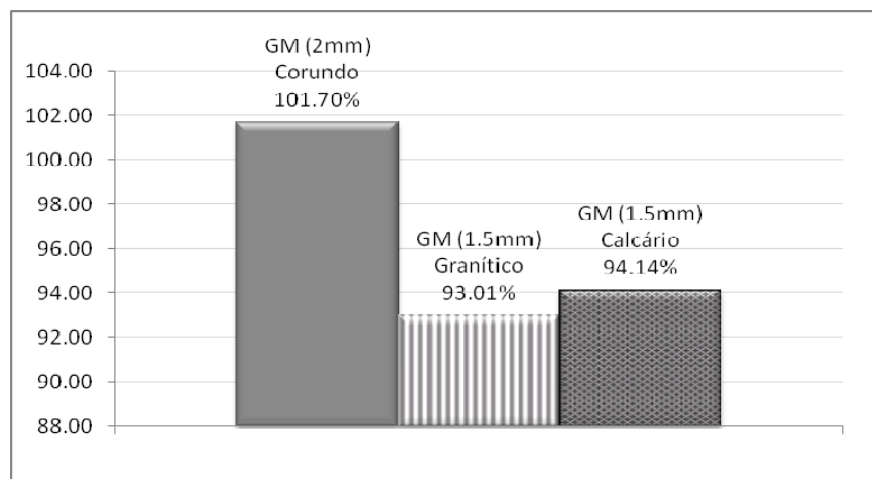
A este propósito deve citar-se Pinho-Lopes (2006) que refere que as acções induzidas nos ensaios laboratoriais de DDI com o agregado sintético fazem com que este se divida em partículas com faces cortantes, resultando num material mais agressivo para os geossintéticos. Por esta razão, na norma de ensaio é recomendada a peneiração do material e a sua substituição após um determinado número de utilizações, procurando-se desta forma garantir que todos os ensaios são realizados em condições análogas.

Esta autora salienta ainda que, no que se refere aos agregados naturais, durante a aplicação das cargas cíclicas associadas ao ensaio laboratorial de DDI, devido à sua petrografia, as partículas que constituem o agregado granítico sofrem fragmentação, dando origem a elementos com faces cortantes que induzem cortes e incisões nos geossintéticos. Por sua vez, o agregado calcário fragmenta-se em partículas de menor dimensão e com faces arredondadas, consequentemente, menos agressivas para os geossintéticos.

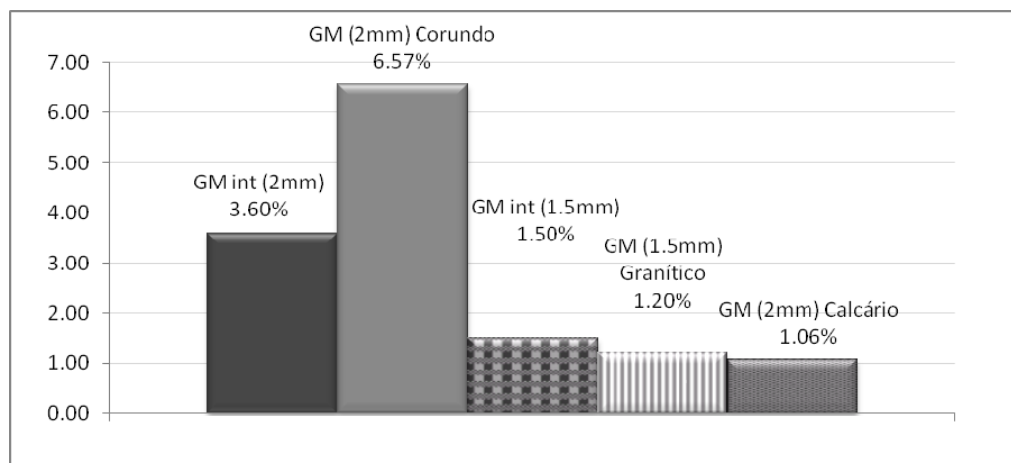
3.11.2.2. Geomembranas

Paula (2003) estudou o efeito da DDI induzida em laboratório sob as condições já referidas anteriormente numa geomembrana com espessuras de 1,5mm. Embora este geossintético tenha uma espessura menor do que aquele que foi utilizado no presente trabalho (espessura de 2mm), vai-se fazer uma análise comparativa dos resultados obtidos com estes dois geossintéticos.

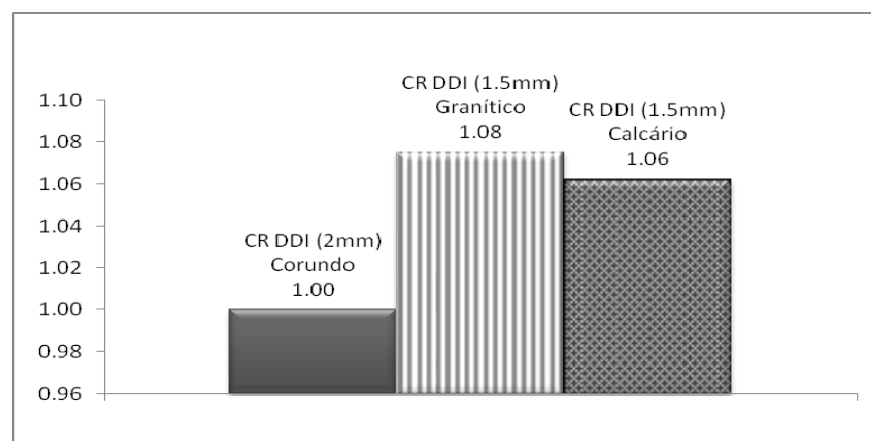
Na Figura 3.48a encontram-se representadas as resistências residuais e na Figura 3.48b os coeficientes de variação da resistência à tracção correspondentes do geossintético GM (2mm) e do GM (1.5mm). Na Figura 3.48 c estão representados os coeficientes de redução para a resistência à tracção destes geossintéticos.



a)



b)



c)

Figura 3.48 – Geossintéticos GM (2mm) e GM (1.5mm) danificados em laboratório: a) resistência à tracção residual; b) coeficiente de variação correspondente c) coeficiente de redução para a resistência à tracção.

Através da análise da Figura 3.48a e b é possível constatar que, tal como seria de esperar, os resultados obtidos neste trabalho são menos conservativos, já que foram obtidos para um valor inferior da tensão máxima aplicada durante o ensaio laboratorial de DDI. Além disso a GM tem maior espessura do que a geomembrana ensaiada por aquele autor, o que deve também explicar o menor efeito da DDI induzida. Os resultados obtidos por Paula (2003) mostram que o efeito do tipo de agregado natural é pouco relevante.

Como se pode verificar na Figura 3.48, o solo granítico é o que apresenta um maior coeficiente de redução, mas são todos bastante próximos da unidade.

Tal como se referiu anteriormente, as duas geomembranas referidas são bastante semelhantes mas possuem espessuras diferentes, o que claramente se traduz em diferenças nos resultados, no entanto, essa diferença não é muito significativa. Verifica-se ainda que a geomembrana de maior espessura (2mm) apresenta maiores coeficientes de variação, o que pressupõe uma maior heterogeneidade das amostras.

3.12. Conclusões

Neste trabalho pretendia-se estudar e avaliar o efeito da danificação durante a instalação em obra de geossintéticos através de ensaios laboratoriais, de forma a quantificar a influência deste fenómeno na resistência a curto prazo dos geossintéticos.

Dado que este estudo se refere à aplicação dos geossintéticos em aterros de RSU, foram escolhidos como materiais de estudo uma geomembrana e dois geotêxteis de massa por unidade de área bastante diferenciadas. Estes materiais foram escolhidos para simular a atenuação do efeito da danificação da geomembrana com a utilização de um geotêxtil de protecção sobre a geomembrana.

Para a realização da caracterização a curto prazo dos geossintéticos foram realizados ensaios de caracterização de comportamento mecânico, nomeadamente ensaios de tracção e de rasgamento.

Como principais conclusões deste estudo salientam-se:

- Após DDI laboratorial a resistência à tracção dos geotêxteis sofre uma redução, sendo esta muito pequena para o GTX1 ($\approx 1,5\%$) e um pouco mais acentuada para o GTX2 ($\approx 20\%$);

- A extensão para a resistência à tracção denota um comportamento semelhante ao descrito para a resistência à tracção, sendo que para o GTX1 a redução da extensão

é de cerca de 5% e para o GTX2 de 65%; note-se que para esta grandeza a variação é muito mais importante, nomeadamente para o GTX2;

- Pode-se assim concluir que, no caso analisado e à semelhança do que tem vindo a ser verificado por outros autores, a danificação é tanto mais gravosa quanto menor for a massa por unidade de área (m.u.a.) do geotêxtil;

- Dos geossintéticos analisados os que revelaram maior susceptibilidade à danificação foram os geotêxteis, principalmente o GTX2, que possui uma menor m.u.a. Já a geomembrana revela um excelente comportamento mecânico após ser submetida a ensaios laboratoriais de danificação, mesmo sem protecção de um geotêxtil;

- Neste estudo pretendeu-se simular as condições de maior agressividade verificadas “in situ”, ou seja num aterro de RSU, pelo que se protegeu a geomembrana em apenas uma das suas faces, quando o que muitas vezes acontece é a colocação da geomembrana entre dois geotêxteis, pelo que os resultados obtidos experimentalmente podem ser considerados um pouco conservativos;

- Como a geomembrana assume uma função de barreira de líquidos, é importante avaliar as suas propriedades relacionadas com a integridade do material, nomeadamente a sua capacidade de resistir ao rasgamento, à qual a geomembrana revelou grande capacidade de resistência.

3.13. Desenvolvimentos futuros

Do estudo laboratorial realizado neste trabalho constatou-se que a aplicação de geossintéticos nos aterros de RSU é bastante exigente, pelo que se revela importante realizar mais ensaios, de forma a garantir que se conhece bem o comportamento dos geossintéticos permitindo realizar correctamente o seu dimensionamento e sem excesso de conservadorismo, assegurando o seu bom desempenho.

Será importante realizar o estudo da DDI utilizando outros materiais de danificação (vários solos) de forma a permitir que se conheça o comportamento dos geossintéticos em situações diferenciadas.

Será também interessante realizar o estudo da DDI em outros tipos de geossintéticos, como geotêxteis tecidos, geotêxteis não tecidos agulhados, geomembranas rugosas e de diferentes espessuras, a fim de conhecer o seu

desempenho comparativamente ao dos materiais já ensaiados e a influência destes factores nos resultados obtidos.

Dado que apenas se estudou o comportamento mecânico a curto prazo, poderia desenvolver-se um novo estudo que avaliasse o comportamento mecânico dos geossintéticos a longo prazo, tentando estabelecer uma relação com os resultados obtidos a curto prazo.

Por fim, tendo em conta que os geossintéticos quando são aplicados num RSU ficam sujeitos a esforços de escorregamento nos taludes laterais, seria importante avaliar a resistência das interfaces solo-geossintético, através de ensaios de corte em plano inclinado.

Bibliografia:**A**

ALLEN, T.M. e BATHURST, R.J., (1994). "Characterization of geosynthetic load-strain behaviour after installation damage", Geosynthetics International, Vol. 1, No 2, pp. 191-199.

AUSTIN, R.A. (1998). "Installation effects on geosynthetics", Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 3.2.1 a 3.2.10.

ASTM (2008), www.astm.org

C

CEN (2008), www.cenorm.be

Christopher, B.R. e Elias, V. (1998). "Evaluation of installation damage in geosynthetics: a US perspective", Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K., pp. 1.2.1-1.2.12.

Christopher, B.R. e Holtz, R.D. (1984). "Geotextile Engineering manual", National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., FHWA-DTFH 61-80-C-0094.

Costa Lopes, C.P.F. (2001). "Estudo dos fenómenos de interacção solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado", Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, F.E.U.P., Porto.

Costa Lopes, C.P.F. (2001). "Estudo dos fenómenos de interacção solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado", Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, F.E.U.P., Porto.

F

FARRAG, K., ACAR, Y.B. e JURAN, I. (1993). "Pull-out resistance of geogrid reinforcements". Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes, Vol. 12, nº2, pp.133-159.

Floss, R. (2004). "Design fundamentals for geosynthetic soil technique", Proceedings of the 3rd European Conference on Geosynthetics, Eurogeo3, Munique, Alemanha, Vol. 1, pp. 3-15.

www.fibertex.com

G

Giroud et Touze-Foltz (2003). "Geomembranes in landfills: discussion at the 7th International Conference on Geosynthetics", Geosynthetics International 2003, 10, No. 4.

Gourc, J.P., Lalarakotoson, S., Müller-Rochholtz, J. e Bronstein, Z. (1996). "Friction measurement by direct shear or tilting process – development of a European Standard", Geosynthetics: Applications, Design and Construction, First European Geosynthetics Conference, Eurogeo 1, Maastricht, pp. 1039 – 1046.

Greenwood, J.H. (1998b). "The nature of mechanical damage". Seminar volume on Installation Damage in Geosynthetics, November 1998, ERA Technology, Leatherhead, U.K.

H

Hayashi, S., Makiuchi, K. e Ochiai, H. (1994). "Testing methods for soil-geosynthetic frictional behaviour – Japanese standard", Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 1, pp. 411-414.

I

Ingold T.S. e Miller, K.S. (1988). "Geotextiles handbook", Thomas Telford London, p.75.

ISO (2004), www.iso.com

J

Jewell, R.A. (1996). "Soil Reinforcement with Geotextiles". Special Publication 123 CIRIA, p.332.

Jewell, R. A. (1990). "Reinforced bond capacity", *Geotechnique*, Vol. 40, Nº 3, pp. 513-518.

Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. e Dubois, D. (1984). "Interaction between soil and geogrids", *Proceedings of the Conference on Polymer Grid Reinforcement*, Thomas Telford ed.s, pp. 18-30.

Juran, I., Knochenmus, G., Acar, Y.B. e Arman, A. (1988). "Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids", *Proceedings of Symposium on Geotextiles for Soil Improvement*, ASCE, Geotechnical Special Publication, Nº18, pp. 92-111.

K

Koerner, R.M. (2005). "Designing with geosynthetics", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 5th edition.

Koerner, R.M. (1998). "Designing with geosynthetics", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 4th edition.

L

Ladeira, M.A.S.A. (1995). "Estudo dos fenómenos de interacção solo-geossintético através de ensaios de arranque", *Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil*, F.E.U.P., Porto.

Lopes, M.L. (1992). "Muros reforçados com geossintéticos". *Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil*, F.E.U.P., Porto.

Lopes, M.L. (1998). "Aplicação de geossintéticos em engenharia civil", *Texto de apoio à disciplina com o mesmo título*, FEUP.

Lopes, M.L. e Ladeira, M. (1996). "Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrids interaction", *International Journal of Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14, Nº 10.

Lopes, Margarida P. e Lopes, M. Lurdes (1999). "Mecanismos de Interação Solo-Geogrelhas – Papel da Granulometria do Solo e das Barras Transversais do Reforço", Revista Geotecnia, Novembro de 1999, nº 87, pp. 5-32

M

Maubege, K.P. (2002). "Geosynthetics in Containment Applications" Mini Lecture Series, International Geosynthetics Society, CD-ROM..

Monteiro, A. (1998). "Comportamento dos Geossintéticos Face a Agentes Presentes em Aterros - Uma Contribuição". Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia do Ambiente, F.E.U.P., Porto.

Morel, J. (2003), "Defining new safety factors for geotextiles – study of the impact on geotextiles of damage during installation – assessment of new reduction factors for geotextile design", Relatório de trabalho de investigação desenvolvido na FEUP ao abrigo "Convention de stage des élèves-ingenieurs" existente entre a l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris (ENPC) e a FEUP.

O

Oliveira, M.M.A.S. (2001). "Caracterização do Comportamento Mecânico de Geocompósitos Bentoníticos". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Ospina, R.I. (1988). "An investigation on the fundamental interaction mechanism of nonextensible reinforcement embedded in sand", M.Sc. thesis, Georgia Institute of Technology, USA.

P

Palmeira, E.M. e Milligan, G.W.E. (1989). "Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-out Tests of Grids Buried in Sand", Geotechnique, Vol. 39, Nº 3, pp.511-524.

Paula, A.M., Silvano, R., Pinho-Lopes, M., Lopes, M. L., 2004, "Danificação durante a instalação de geossintéticos não tecidos – análise laboratorial da influência do

- tipo de material granular e da energia de compactação”, *2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*, Aveiro, 19 Abril 2004, pp. 239-248.
- Paula, A.M., Pinho-Lopes, M., Lopes, M. L., 2004, “Avaliação laboratorial da danificação durante a instalação de geossintéticos. Influência do material de confinamento”, *Revista Geotecnia*, Novembro de 2004; nº 102, pp. 71-83; 2004 (*menção honrosa da Revista Geotecnia biénio 2004/2005*);
- Paula, A.M., Pinho-Lopes, M., Lopes, M.L., 2004, “Damage during installation laboratory test. Influence of the type of granular material.”, 3rd European Conference on Geosynthetics, EuroGeo3, Munich, Germany, March 2004, Vol. 2, pp. 603-606.
- Pinho Lopes, M.J.F. (2006). “Estudo dos Coeficientes de Segurança a Aplicar a Estruturas de Controlo de Erosão e de Estabilização de Maciços com Geossintéticos”. Tese de Doutoramento em Estruturas de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pinho-Lopes, M., Lopes, M. L., Paula, A.M., 2006, “Avaliação da fiabilidade dos ensaios de laboratório na previsão da danificação durante a instalação in situ de geossintéticos”, *Revista Geotecnia*, Novembro de 2006; nº 108, pp. 175-195; 2006;
- Pinho-Lopes, M. e Lopes, M.L. (2002). “Danificação durante a instalação de geogrelhas – ensaios laboratoriais e de campo. Caracterização”, 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Abril 2002 Vol. 4, pp. 1489-1501.
- Pinho Lopes, M.J.F. (1999). “Estudo da Influência da Granulometria do Solo e da Estrutura de Reforço no Mecanismo de Interação Solo-Geossintético”. Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Peterson, L.M. e Anderson, L.R. (1980). “Pullout resistance of welded wire mesh embedded in soil”, Research report, Department of Civil Engineering, Utah State University, USA.

S

- Sawicki, A. (2000). “Mechanics of reinforced soil”, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, p. 195.

Silvano, R., Pinho-Lopes, M., Lopes, M.L., Morel, J., 2004, "Damage during installation laboratory test-influence of the type of granular material in the behaviour of non-woven geotextile", 2nd Asian Regional Conference on Geosynthetics, GeoAsia2004, Seul, Korea, Junho 2004, Vol. 1, pp. 967-975, 2004.

Shukla, S.K. (2002). "Geosynthetics and their applications", Chapter on "Fundamental of geosynthetics", Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford, p. 430.

Stief, K. (1986). Das Multibarrierenkonzept als Grundlage

W

WATN, A. e CHEW, S.-H. (2002). "Geosynthetic damage - from laboratory to field", Keynote Lecture, Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, Vol. 4, pp. 1203-1226.

Z

Zanzinger, H. e Gartung, E. (2002). "Landfills", Chapter on "Fundamental of geosynthetics", Edited by S.K. Shukla, Thomas Telford.
